



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Μεταλλικής Δικτυωτής Πεζογέφυρας



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Βασίλειος Θ. Βαρσαμογιάννης

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Οκτώβριος 2019

ΕΜΚ ΔΕ 2019/25

Βαρσαμογιάννης Β. Θ. (2019).
Σχεδιασμός μεταλλικής δικτυωτής πεζογέφυρας
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2019/25
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Varsamogiannis V. T. (2019).
Design of a steel truss footbridge
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2019/25
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
1 Γενική περιγραφή του έργου	7
2 Μόρφωση γέφυρας.....	11
2.1 Αρχιτεκτονικές απαιτήσεις.....	11
2.2 Γεωμετρικά και δομικά χαρακτηριστικά.....	11
2.3 Επιμέρους στοιχεία.....	12
2.3.1 Κύρια δοκός	12
2.3.2 Διαδοκίδες.....	15
2.3.3 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	15
3 Δράσεις.....	17
3.1 Κατάταξη δράσεων	17
3.2 Μόνιμες δράσεις.....	17
3.2.1 Ίδιον βάρος μεταλλικού φορέα	17
3.2.2 Ίδιον βάρος καταστώματος	18
3.3 Μεταβλητές δράσεις.....	18
3.3.1 Δράσεις κυκλοφορίας.....	18
3.3.2 Θερμοκρασιακές μεταβολές.....	18
3.3.3 Δυνάμεις ανέμου	23
3.3.4 Σεισμός.....	28
4 Συνδυασμοί δράσεων	35
4.1 Γενικά.....	35
4.2 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ).....	36
4.3 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ).....	38
5 Μοντελοποίηση	41
5.1 Γενικά.....	41
5.2 Υλικά και διατομές.....	41
5.3 Σχεδιασμός φορέα	41
5.4 Εισαγωγή φορτίων.....	44
6 Στατική ανάλυση και έλεγχος του φορέα.....	45
6.1 Γενικά.....	45
6.2 Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ).....	45
6.2.1 Κύρια δοκός	45
6.2.2 Διαδοκίδες.....	50
6.2.3 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	54
6.2.4 Έλεγχος λυγισμού δικτυωτής δοκού.....	56
6.3 Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ).....	60
6.3.1 Βέλη κύριας δοκού.....	60
6.3.2 Βέλη διαδοκίδας.....	61
7 Δυναμική απόκριση υπό φορτία πεζών	63
7.1 Γενικά.....	63
7.2 Μεθοδολογία SETRA	63

8	Βιβλιογραφία	73
---	--------------------	----

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2019/25

Σχεδιασμός μεταλλικής δικτυωτής πεζογέφυρας

Βαρσαμογιάννης Β. Θ. (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

Περίληψη

Αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η μελέτη μιας μεταλλικής πεζογέφυρας με δικτυωτές δοκούς. Η τοποθεσία για την οποία προορίζεται η γέφυρα, είναι ένα μεγάλο πάρκο, κοντά σε αστική περιοχή, το οποίο διατρέχει ποταμός. Η γέφυρα θα αποτελέσει όχι μόνο μέσο για τη σύνδεση των περιοχών εκατέρωθεν του ποταμού, αλλά και ένα μέρος στο οποίο οι περαστικοί θα μπορούν να χαλαρώσουν και να απολαύσουν τη βόλτα τους στο πάρκο.

Αρχικά παρουσιάζονται οι απαιτήσεις που πρέπει να πληροί ο σχεδιασμός ώστε να εξασφαλισθεί η λειτουργικότητα της γέφυρας. Στη συνέχεια παρουσιάζεται η γεωμετρία και τα δομικά στοιχεία που την απαρτίζουν.

Ακολουθεί αναλυτικός υπολογισμός των δράσεων που ασκούνται στον φορέα και των συνδυασμών τους στην οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες.

Περιγράφεται η διαδικασία προσομοίωσης του φορέα και τον φορτίων που ασκούνται σε αυτόν με το λογισμικό Sofistik. Ακολουθούν οι έλεγχοι των οριακών καταστάσεων για τα επιμέρους στοιχεία της γέφυρας.

Τέλος παρουσιάζεται ο υπολογισμός της δυναμικής απόκρισης υπό φορτίο διέλευσης πεζών με τη μεθοδολογία SETRA.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2019/25

Design of a steel truss footbridge

Varsamogiannis V. T. (supervised by Thanopoulos P.)

Abstract

The subject of the present dissertation is the design and analysis of a steel truss footbridge. The structure will be placed in a large park, crossed by a river, close to an urban area. The construction of the bridge will provide a mean to connect the two sides of the river, as well as a place for passengers to relax and enjoy their view of the park.

The design requirements so the bridge can meet its serviceability purpose, are initially represented. Then, the general geometry of the bridge and the structural elements which it consisted of, are represented.

In the following chapters, loads and their combinations are analytically calculated, according to the Eurocodes.

A brief description of the procedure of modelling the structural elements and the insertion of the loads using Sofistik software is made. Then follows the procedure of checking the structural adequacy of the elements of the bridge for the limit states calculated before.

Lastly, the calculation of the dynamic response of the bridge subjected to pedestrian loads using the SETRA methodology is represented.

Ευχαριστίες

Θέλω να ευχαριστήσω όλη μου την οικογένεια, για την αγάπη και κατανόηση που έδειξαν όλα αυτά τα χρόνια. Συγκεκριμένα, τους γονείς μου Βάσω και Φάνη, τον αδερφό μου Γιώργο και ειδικότερα την συντροφό μου Ειρήνη για την αδιάκοπη υποστηρίξη της τα τελευταία χρόνια.

Θέλω να ευχαριστήσω επίσης, τον επιβλέποντα της εργασίας κ. Παύλο Θανόπουλο, για την άμεση, συνεχή αλλά και ευχάριστη συνεργασία του κατά τη διάρκεια της εκπόνησης.

1 Γενική περιγραφή του έργου

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται το σχεδιασμό και την ανάλυση μιας μεταλλικής δικτυωτής πεζογέφυρας. Η κατασκευή της γέφυρας έχει ως στόχο τη σύνδεση των δύο όχθων ενός ποταμού πλάτους 20 μέτρων στην περιοχή ενός μεγάλου πάρκου κοντά σε αστική περιοχή. Θα πρέπει να εξασφαλίζει την άνετη και ασφαλή διέλευση πεζών και ποδηλατών αλλά και την παραμονή εντός της όσων επιθυμούν να απολαύσουν τη θέα του πάρκου, όπως επίσης και να εναρμονίζεται λειτουργικά και αισθητικά με τον περιβάλλοντα χώρο.

Για τις ανάγκες της μελέτης, η τοποθεσία κατασκευής της γέφυρας θεωρήθηκε η δυτική Πελοπόννησος.



Σχήμα 1.1 – Φωτορεαλιστική απεικόνιση πεζογέφυρας



Σχήμα 1.2 – Φωτορεαλιστική απεικόνιση πεζογέφυρας



Σχήμα 1.3 – Φωτορεαλιστική απεικόνιση πεζογέφυρας



Σχήμα 1.4 – Φωτορεαλιστική απεικόνιση πεζογέφυρας



Σχήμα 1.5 – Φωτορεαλιστική απεικόνιση πεζογέφυρας

2 Μόρφωση γέφυρας

2.1 Αρχιτεκτονικές απαιτήσεις

Με βάση την επιθυμητή λειτουργία της γέφυρας προκύπτουν οι παρακάτω απαιτήσεις – περιορισμοί που αφορούν τον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό της :

α. Περιορισμός μέγιστης κλίσης του καταστρώματος της γέφυρας στο 5-6% που αποσκοπεί στην εύκολη διέλευση των ΑΜΕΑ.

β. Απαίτηση ελεύθερου ύψους πάνω από τον ποταμό τουλάχιστον 2.5m, έτσι ώστε να είναι άνετη η διέλευση μικρών πλεούμενων.

γ. Περιορισμός μέγιστου στατικού ύψους στο 1.5m, έτσι ώστε να μην εμποδίζεται η θέαση των διερχόμενων.

δ. Ποδηλατόδρομος και καθίσματα κατά μήκος της γέφυρας.

2.2 Γεωμετρικά και δομικά χαρακτηριστικά

Η γέφυρα καλύπτει άνοιγμα 35m κατά τη διαμήκη διεύθυνση και το καταστρώμά της έχει πλάτος 6m. Εδράζεται σε δύο βάθρα σε ύψος 2.5m από τη στάθμη του ποταμού, στα οποία αρθρώνεται στα σημεία στηριξής της. Αποτελείται από δύο κύριες τοξωτές δοκούς οι οποίες συνδέονται με διαδοκίδες ανά 2.5m. Οι διαδοκίδες συνδέονται με οριζόντιους χιαστί σύνδεσμούς δυσκαμψίας.

Όλα τα φέροντα στοιχεία είναι μεταλλικά από χάλυβα ποιότητας S355. Στον πίνακα 2.1 παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά του.

Πίνακας 2.1 – Χαρακτηριστικά χάλυβα S355

Δομικός χάλυβας S355	
Ειδικό βάρος	$\gamma = 78.5 \text{ kN /m}^3$
Μέτρο ελαστικότητας	$E = 210 \text{ Gpa}$
Λόγος Poisson	$\nu = 0.3$
Μέτρο διάτμησης	$G = 81 \text{ Gpa}$
Όριο διαρροής ($t \leq 40\text{mm}$)	355 Mpa
Όριος θραύσης ($t \leq 40\text{mm}$)	490 Mpa

Το δάπεδο του καταστρώματος επιλέχθηκε ξύλινο (δεν λαμβάνεται υπόψιν στο στατικό προσομοίωμα).

2.3 Επιμέρους στοιχεία

2.3.1 Κύρια δοκός

Ο σχεδιασμός των κύριων δοκών έγινε έχοντας ως βασικά κριτήρια τον περιορισμό της μέγιστης κλίσης του καταστρώματος στο 5-6% και του μέγιστου στατικού ύψους στο 1.5m.

Οι κύριες δοκοί αποτελούνται από δύο όμοια επίπεδα κατακόρυφα τοξωτά δικτύωματα. Το δίκτυωμα αποτελείται από τις ράβδους που συντελούν στο άνω και κάτω πέλμα, τους ορθοστάτες οι οποίοι βρίσκονται κατά τη διαμήκη διεύθυνση στις θέσεις των διαδοκίδων και τις διαγώνιες ράβδους.

2.3.1.1 Γεωμετρία άνω και κάτω πέλματος

Τα δύο τόξα είναι παραβολικά. Επιλέχθηκε ελάχιστο στατικό ύψος στα άκρα ίσο με 1m το οποίο κυμαίνεται μέχρι το 1.5m στο μέσον της γέφυρας. Για την ικανοποίηση του ορίου της μέγιστης κλίσης, επιλέχθηκε η μέγιστη απόσταση του κάτω πέλματος να είναι ίση με 0.5m (στο μέσον).

Θεωρώντας ως αρχή των αξόνων το σημείο έδρασης του δικτύωματος, προκύπτουν οι παρακάτω εξισώσεις γεωμετρίας των τόξων στο επίπεδο ΧΖ (επίπεδο δικτύωματος) :

- *Κάτω πέλμα*

$$Z_b(x) = 0.5 - 0.5(x/17.5 - 1)^2$$

- *Άνω πέλμα*

$$Z_u(x) = 2 - (x/17.5 - 1)^2$$

Από τις παραπάνω εξισώσεις η μέγιστη κλίση που προκύπτει είναι 5.7% στο άκρο και φτάνει στο 5% στα επόμενα 2 μέτρα. Παρουσιάζονται ενδεικτικά οι κλίσεις του καταστρώματος για τα 5 πρώτα μέτρα πίνακα 2.2.

Πίνακας 2.2 – Κλίση καταστρώματος

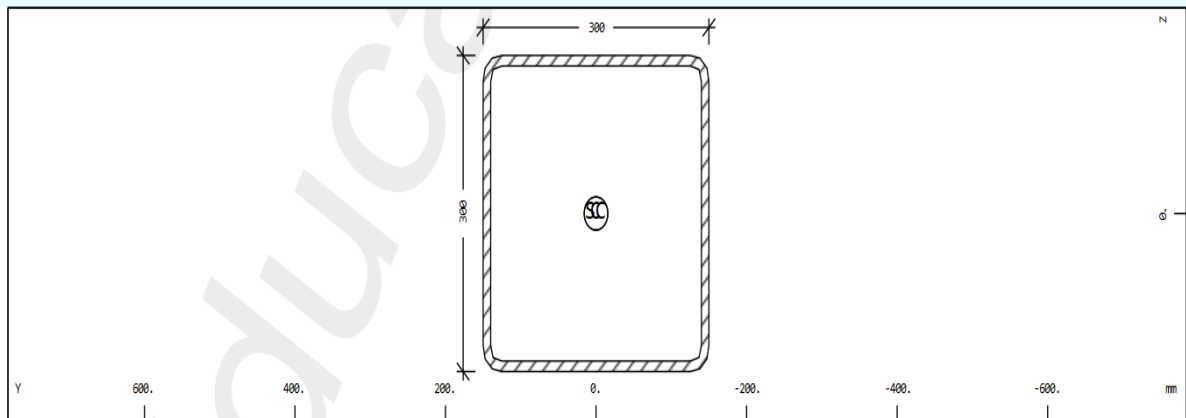
x [m]	κλίση
0	5.7%
0.5	5.6%
1	5.4%
1.5	5.2%
2	5.1%
2.5	4.9%
3	4.7%
3.5	4.6%
4	4.4%
4.5	4.2%
5	4.1%

2.3.1.2 Διατομές ράβδων δικτυώματος

Με βασικό κριτήριο το ποσοστό εκμετάλλευσης της διατομής (πέραν φυσικά της στατικής και λειτουργικής επάρκειας του φορέα), ώστε να μην προκύψουν αντισυμβατικές λύσεις, μετά από δοκιμές επιλέχθησαν οι ακόλουθες διατομές για τις ράβδους των κύριων δοκών.

- Άνω πέλμα – SHS 300 x 300 x 10

Cross section No. 1 - SHS 300 x 300 x 10 EN10219



Cross section No. 1 - SHS 300 x 300 x 10 EN10219

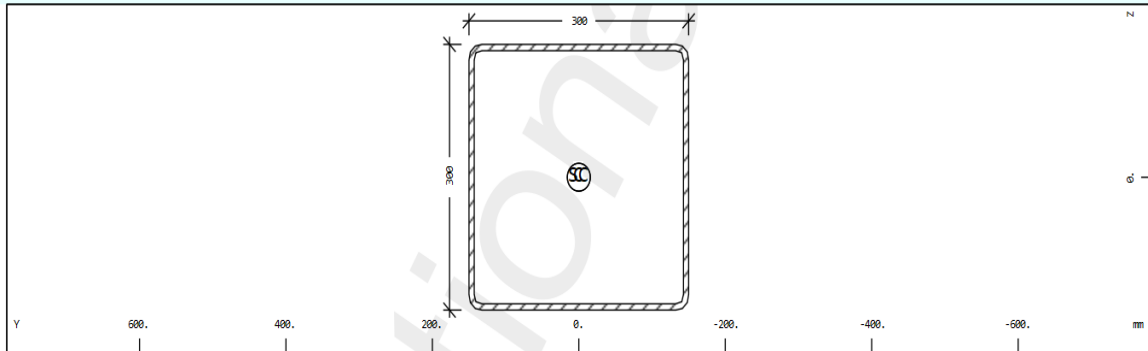
Static properties of cross section

Mat	A[m ²]	A _y [m ²]	I _y [m ⁴]	y _c [mm]	y _{sc} [mm]	E[N/mm ²]	g[kg/m]	I-1[m ⁴]
MRf	I _t [m ⁴]	A _z [m ²]	I _z [m ⁴]	z _c [mm]	z _{sc} [mm]	G[N/mm ²]		I-2[m ⁴]
		A _{yz} [m ²]	I _{yz} [m ⁴]					α[°]
1	1.1257E-02	4.897E-03	1.552E-04	0.0	0.0	210000	88.4	
	2.498E-04	4.897E-03	1.552E-04	0.0	0.0	80769	(BEAM)	

Σχήμα 2.1 – Διατομή άνω πέλματος (SHS 300 x 300 x 10)

- Κάτω πέλμα – SHS 300 x 300 x 7.1

Cross section No. 5 - SHS 300 x 300 x 7.1 EN10219



Cross section No. 5 - SHS 300 x 300 x 7.1 EN10219

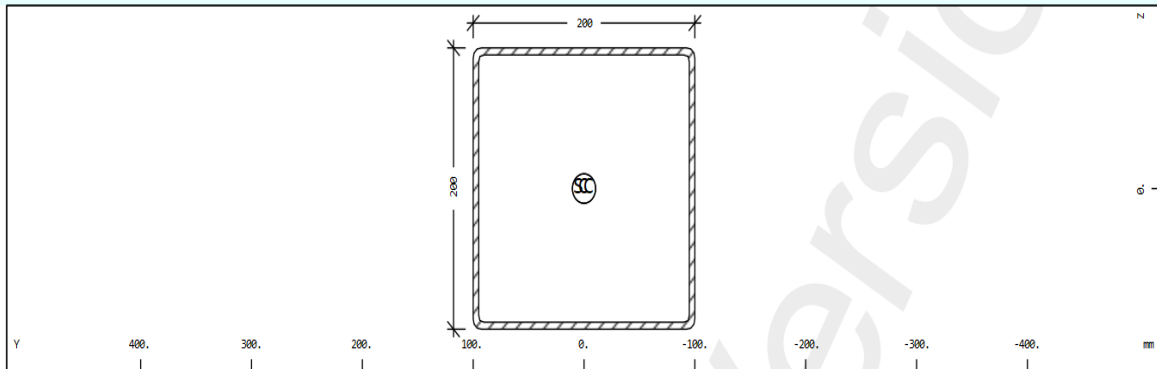
Static properties of cross section

Mat	A[m ²]	A _y [m ²]	I _y [m ⁴]	y _c [mm]	y _{sc} [mm]	E[N/mm ²]	g[kg/m]	I-1[m ⁴]
MRf	I _t [m ⁴]	A _z [m ²]	I _z [m ⁴]	z _c [mm]	z _{sc} [mm]	G[N/mm ²]		I-2[m ⁴]
		A _{yz} [m ²]	I _{yz} [m ⁴]					α[°]
1	8.1453E-03	3.498E-03	1.152E-04	0.0	0.0	210000	63.9	
	1.817E-04	3.498E-03	1.152E-04	0.0	0.0	80769	(BEAM)	

Σχήμα 2.2 – Διατομή άνω πέλματος (SHS 300 x 300 x 7.1)

- Ορθοστάτες και διαγώνιες ράβδοι – SHS 200 x 200 x 5

Cross section No. 3 - SHS 200 x 200 x 5 EN10210



Cross section No. 3 - SHS 200 x 200 x 5 EN10210

Static properties of cross section

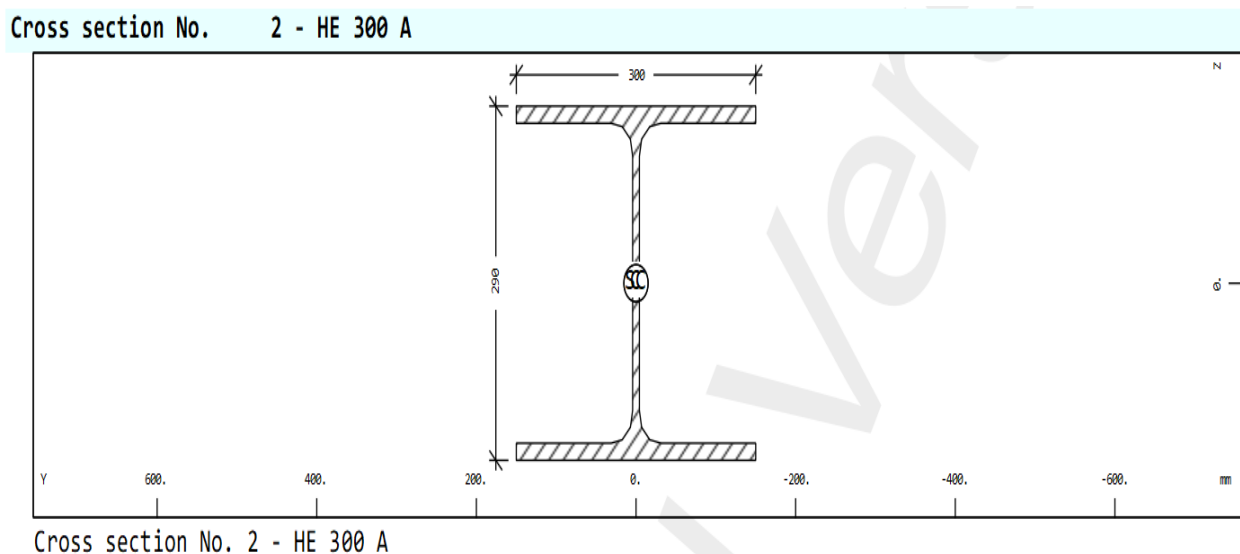
Mat	A[m ²]	A _y [m ²]	I _y [m ⁴]	y _c [mm]	y _{sc} [mm]	E[N/mm ²]	g[kg/m]	I-1[m ⁴]
MRf	I _t [m ⁴]	A _z [m ²]	I _z [m ⁴]	z _c [mm]	z _{sc} [mm]	G[N/mm ²]		I-2[m ⁴]
		A _{yz} [m ²]	I _{yz} [m ⁴]					α[°]
1	3.8732E-03	1.654E-03	2.445E-05	0.0	0.0	210000	30.4	
	3.787E-05	1.654E-03	2.445E-05	0.0	0.0	80769	(BEAM)	

Σχήμα 2.3 – Διατομή ορθοστατών και διαγώνιων ράβδων (SHS 200 x 200 x 5)

Σημειώνεται ότι, η διατομή του κάτω πέλματος έχει μικρότερο πάχος από αυτή του άνω, παρότι έχει το ίδιο σχήμα. Αυτό διότι, η τοξωτή γεωμετρία του, το ανακουφίζει από την εφελκυστική καταπόνηση που του ασκείται. Σε σχέση με το άνω πέλμα η διατομή του είναι απομειωμένη κατά **29%** , όπως διαπιστώνεται από τα παραπάνω.

2.3.2 Διαδοκίδες

Οι διαδοκίδες, εκτός από την καμπτική λειτουργία τους, έχουν σημαντική επιρροή και στη συμπεριφορά του φορέα έναντι πλευρικού λυγισμού, κάτι που στην παρούσα γέφυρα ήταν και το κρίσιμο κριτήριο με βάση το οποίο επιλέχθηκε η διατομή τους. Το πλάτος της γέφυρας, και συνεπώς το μήκος της διαδοκίδας, είναι σχετικά μεγάλο, κάτι το οποίο αυξάνει την εκτός επιπέδου λυγηρότητα των διαδοκίδων και κατ' επέκταση της γέφυρας ως σύνολο. Η διατομή που επιλέχθηκε φαίνεται στο σχήμα 2.4:



Static properties of cross section

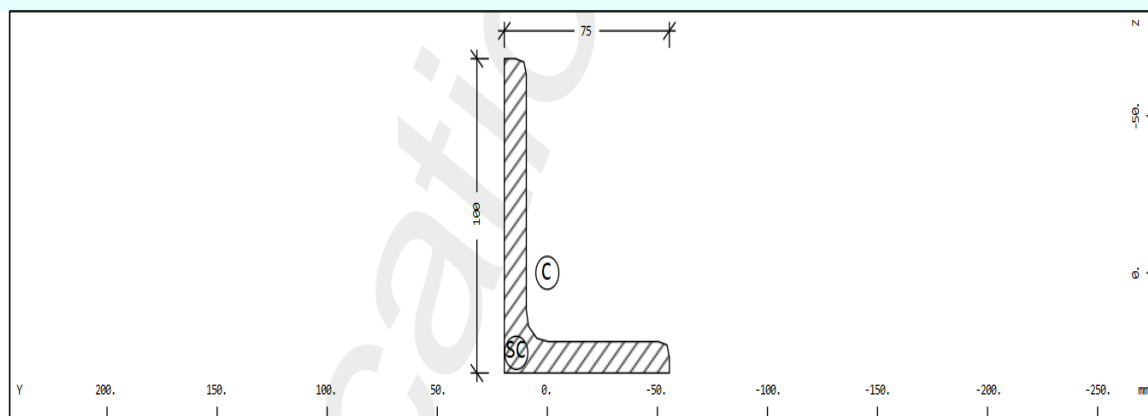
Mat	A[m ²]	A _y [m ²]	I _y [m ⁴]	y _c [mm]	y _{sc} [mm]	E[N/mm ²]	g[kg/m]	I-1[m ⁴]
MRf	I _t [m ⁴]	A _z [m ²]	I _z [m ⁴]	z _c [mm]	z _{sc} [mm]	G[N/mm ²]		I-2[m ⁴]
		A _{yz} [m ²]	I _{yz} [m ⁴]					α[°]
1	1.1253E-02	7.670E-03	1.826E-04	0.0	0.0	210000	88.3	
	8.395E-07	2.437E-03	6.310E-05	0.0	0.0	80769	(BEAM)	

Σχήμα 2.4 – Διατομή διαδοκίδων (HE 300 A)

2.3.3 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Η χρήση οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας, κρίνεται απαραίτητη για την ομαλή συμπεριφορά της γέφυρας έναντι εγκάρσιων φορτίσεων (άνεμος, σεισμός). Η διατομή που επιλέχθηκε φαίνεται στο σχήμα 2.5.

Cross section No. 4 - L 100 x 75 x 10



Cross section No. 4 - L 100 x 75 x 10

Static properties of cross section

Mat	A[m ²]	A _y [m ²]	I _y [m ⁴]	y _c [mm]	y _{sc} [mm]	E[N/mm ²]	g[kg/m]	I-1[m ⁴]
MRf	I _t [m ⁴]	A _z [m ²]	I _z [m ⁴]	z _c [mm]	z _{sc} [mm]	G[N/mm ²]		I-2[m ⁴]
		A _{yz} [m ²]	I _{yz} [m ⁴]					α[°]
1	1.6607E-03	6.251E-04	1.618E-06	0.0	14.1	210000	13.0	1.972E-06
	5.835E-08	8.552E-04	7.760E-07	0.0	25.4	80769	(BEAM)	4.218E-07
		1.680E-02	-6.510E-07					28.55

Σχήμα 2.5 – Διατομή οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας (L 100 x 75 x 10)

3 Δράσεις

3.1 Κατάταξη δράσεων

Ανάλογα με τη διάρκεια και την πιθανότητα εμφάνισης, οι δράσεις κατατάσσονται σύμφωνα με το EN 1990 [3.1] στις ακόλουθες κατηγορίες :

- **Μόνιμες (G)**, οι οποίες υφίστανται μικρές μεταβολές κατά την περίοδο αναφοράς.
- **Μεταβλητές (Q)**, οι οποίες έχουν μικρή διάρκεια και μεταβάλλονται σημαντικά κατά τη διάρκεια ζωής του έργου.
- **Τυχηματικές (A)**, οι οποίες έχουν μικρή πιθανότητα εμφάνισης κατά τη ζωή του έργου και μικρή διάρκεια.
- **Σεισμικές (A_E)**, οι οποίες αναπτύσσονται κατά την εμφάνιση ενός σεισμικού γεγονότος.

Περαιτέρω οι δράσεις διακρίνονται σε :

- **Άμεσες**, οι οποίες περιλαμβάνουν τα επιβαλλόμενα φορτία, όπως τα ίδια βάρη, τα φορτία κυκλοφορίας ή τον άνεμο.
- **Έμμεσες**, οι οποίες αναπτύσσονται λόγω επιβαλλόμενων παραμορφώσεων (καταναγκασμοί) ή επιταχύνσεων, όπως θερμοκρασιακών μεταβολών, καθιζήσεων, ερπυσμού, συστολή ξήρανσης ή σεισμού.

Η σωστή εκτίμηση και υπολογισμός των δράσεων που θα επιβληθούν σε κάθε έργο, είναι ζωτικής σημασίας για τον σχεδιασμό του. Οι δράσεις που λαμβάνονται υπόψη για το σχεδιασμό της γέφυρας παρουσιάζονται ακολούθως.

3.2 Μόνιμες δράσεις

Πίνακας 3.1 – Μόνιμες δράσεις

Σύμβολο	Περιγραφή	Είδος
G1	Ίδια βάρη φορέα (δομικός χάλυβας, οπλισμός, σκυρόδεμα κ.ά.)	Άμεση
G2	Λοιπά μόνιμα (ασφαλτικές στρώσεις, στηθαία ασφαλείας, κιγκλιδώματα πεζών, παράπετα, έρμα, σιδηροτροχιές κ.λπ.)	Άμεση

3.2.1 Ίδιον βάρος μεταλλικού φορέα

Σύμφωνα με τον EC 1, για τις σιδηρές γέφυρες, το ίδιο βάρος του μεταλλικού φορέα προσανξάνται κατά 10% έτσι ώστε να ληφούν υπόψη τα ίδια βάρη των διάφορων ελασμάτων και μέσων σύνδεσης που θα χρησιμοποιηθούν. Ο υπολογισμός του ίδιου βάρους του φορέα έχει επιλεγεί να γίνει αυτόματα από το λογισμικό (συμπεριλαμβανομένης και της προσαύξησης).

3.2.2 Ίδιον βάρος καταστρώματος

Από τους πίνακες της εταιρείας CTS Bridges έχει επιλεγεί ξύλινο κατάστρωμα ειδικού βάρους 8 kN/m^3 με πάχος 10 cm , το οποίο αντιστοιχεί σε φορτίο 0.8 kN/m^2 . Το φορτίο αυτό αυξάνεται (συντηρητικά και χωρίς αναλυτικό υπολογισμό) στο 1 kN/m^2 , για να ληφθούν υπόψη τα όποια πρόσθετα βάρη από επικαλύψεις, καθίσματα κλπ.

3.3 Μεταβλητές δράσεις

Πίνακας 3.2 – Μεταβλητές δράσεις

Σύμβολο	Περιγραφή	Είδος
Q	Φορτία κυκλοφορίας και φορτία πεζοδρομίων	Άμεση
T	Θερμοκρασία (ομοιόμορφη, ανομοιόμορφη)	Άμεση
W	Άνεμος (φορτισμένη, αφόρτιστη γέφυρα)	Άμεση

3.3.1 Δράσεις κυκλοφορίας

Σύμφωνα με το EN 1991-2 έχουμε τα ακόλουθα μοντέλα φόρτισης :

- *Ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο* με χαρακτηριστική τιμή $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$, το οποίο περιγράφει την συγκέντρωση πυκνού πλήθους. Η τιμή του μπορεί να περιοριστεί για μεμονωμένο άνοιγμα γέφυρας $10 \text{ m} \leq L_{sj} \leq 210 \text{ m}$. Υπέρ της ασφαλείας, ο περιορισμός αυτός δεν λαμβάνεται υπόψιν.
- *Συγκεντρωμένο φορτίο* με χαρακτηριστική τιμή $Q_{fwk} = 10 \text{ kN}$ το οποίο δρα σε τετραγωνική επιφάνεια πλευράς 0.10 m , λαμβάνεται υπόψη για τοπικούς ελέγχους.
- *Οριζόντια δύναμη* Q_{flk} η οποία δρα ταυτόχρονα με το αντίστοιχο ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο και είναι ίση με το 10% αυτού. Δηλαδή, $Q_{flk} = 0.5 \text{ kN/m}^2$.

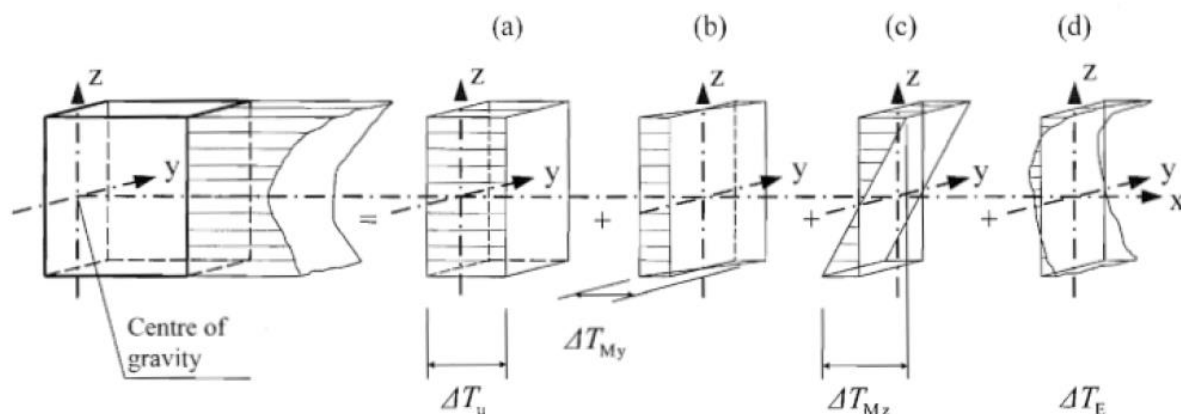
3.3.2 Θερμοκρασιακές μεταβολές

3.3.2.1 Γενικά

Η εξέταση των θερμοκρασιακών επιρροών είναι απαραίτητη τόσο στη φάση κατασκευής όσο και στη φάση λειτουργίας. Οι σχετικές διατάξεις περιλαμβάνονται στο EN 1991-1-5, §6 [3.4], αλλά και στο Εθνικό Προσάρτημα.

Το θερμοκρασιακό προφίλ $[\Delta T_{\text{Real}}]$ υποδιαιρείται σε τέσσερις ανεξάρτητες συνιστώσες όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Η πρώτη συνιστώσα $[\Delta T_N]$ κατανέμεται ομοιόμορφα στο ύψος της διατομής προκαλώντας διαμήκεις παραμορφώσεις. Οι συνιστώσες $[\Delta T_{MY}]$ και $[\Delta T_{MZ}]$ προκαλούν στροφές ως προς τον ισχυρό και ασθενή άξονα της διατομής αντίστοιχα. Η τέταρτη συνιστώσα $[\Delta T_E]$ αντιπροσωπεύει το μη γραμμικό τμήμα του θερμοκρασιακού προφίλ.

Καμία συνιστώσα δεν μπορεί να θεωρηθεί σημαντικότερη κάποιας άλλης. Η θεώρηση θερμοκρασιακών μεταβολών $[\Delta T_N]$ και $[\Delta T_{MY}]$ μπορεί να θεωρηθεί για την πλειονότητα των γεφυρών με χαλύβδινες δοκούς διατομής I ως επαρκής.



Σχήμα 3.1 – Υποδιαίρεση θερμοκρασιακού προφίλ σε τέσσερις συνιστώσες

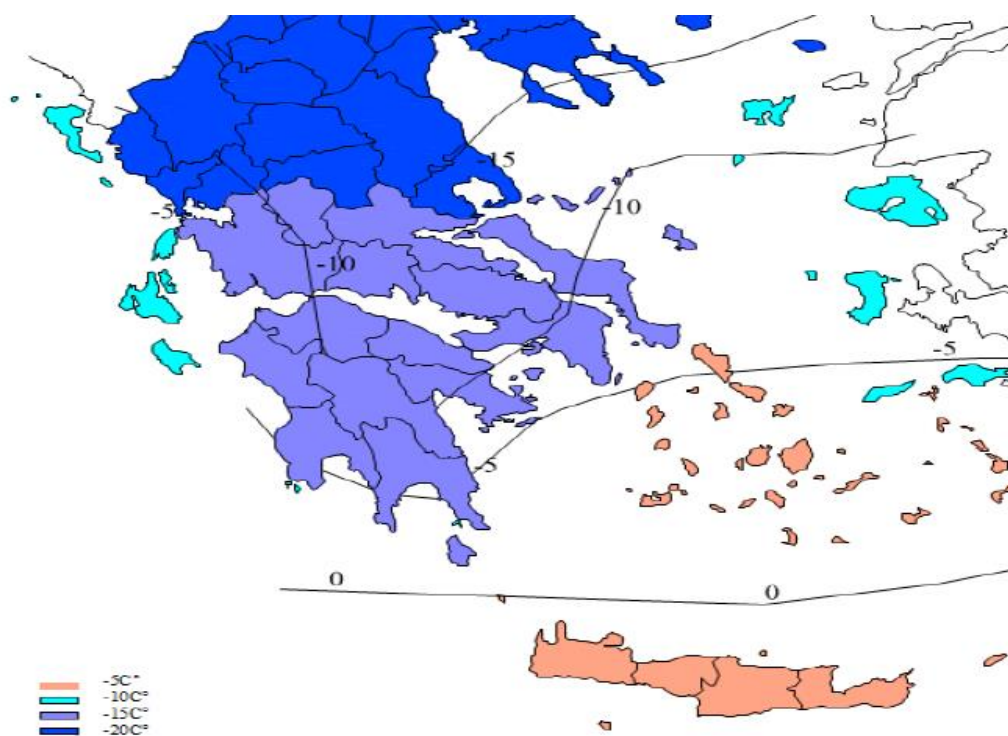
Για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών τιμών των θερμοκρασιακών μεταβολών, τα καταστρώματα των γεφυρών ταξινομούνται σε τρεις ομάδες:

- **Ομάδα 1:** Χαλύβδινο δάπεδο επί κιβωτοειδών ή ανοικτών δοκών ή δικτυωτών δοκών από χάλυβα.
- **Ομάδα 2:** Δάπεδο από σκυρόδεμα επί κιβωτοειδών ή ανοικτών δοκών ή δικτυωτών δοκών από χάλυβα.
- **Ομάδα 3:** Δάπεδο από σκυρόδεμα επί ανοικτών ή κιβωτοειδών δοκών από σκυρόδεμα.

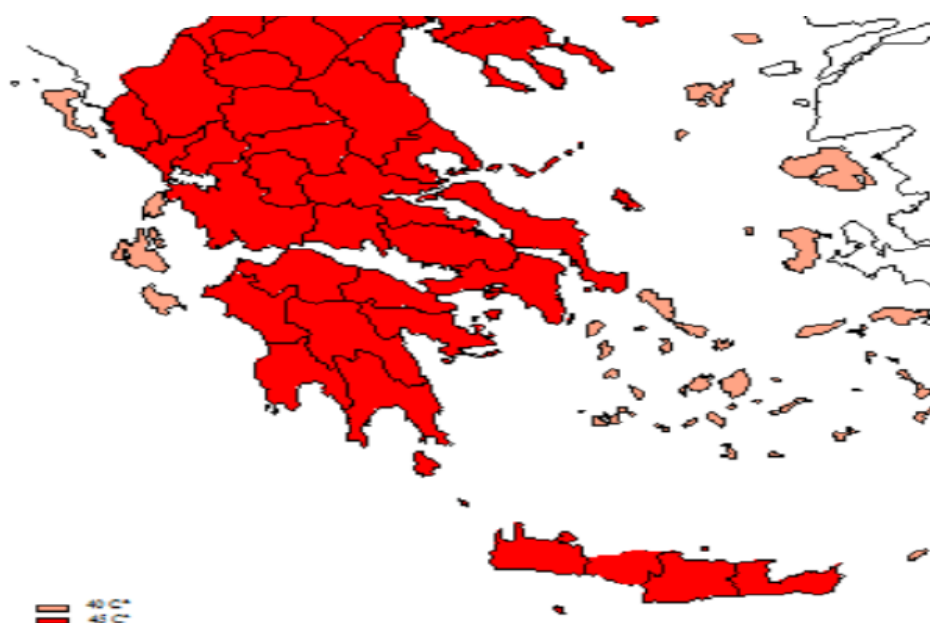
Το κατάστρωμα της παρούσας γέφυρας κατηγοριοποιείται στην ομάδα 2.

3.3.2.2 Συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας ΔT_N

Η ΔT_N εκράζει μια καθολική αύξηση ή μείωση της θερμοκρασίας, που οφείλεται σε αντίστοιχες αυξομειώσεις του περιβάλλοντος. Από τους ισοθερμικούς χάρτες του εθνικού προσαρτήματος, προσδιορίζονται η ελάχιστη (T_{min}) και η μέγιστη (T_{max}) θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά όπως φαίνονται στο σχήμα 3.2. Οι τιμές αυτές αναφέρονται σε περίοδο επανάληψης 50 ετών και αντιστοιχούν στην επιφάνεια της θάλασσας.



Σχήμα 3.2α – Ισοθερμικός χάρτης για ελάχιστες θερμοκρασίες στην Ελλάδα

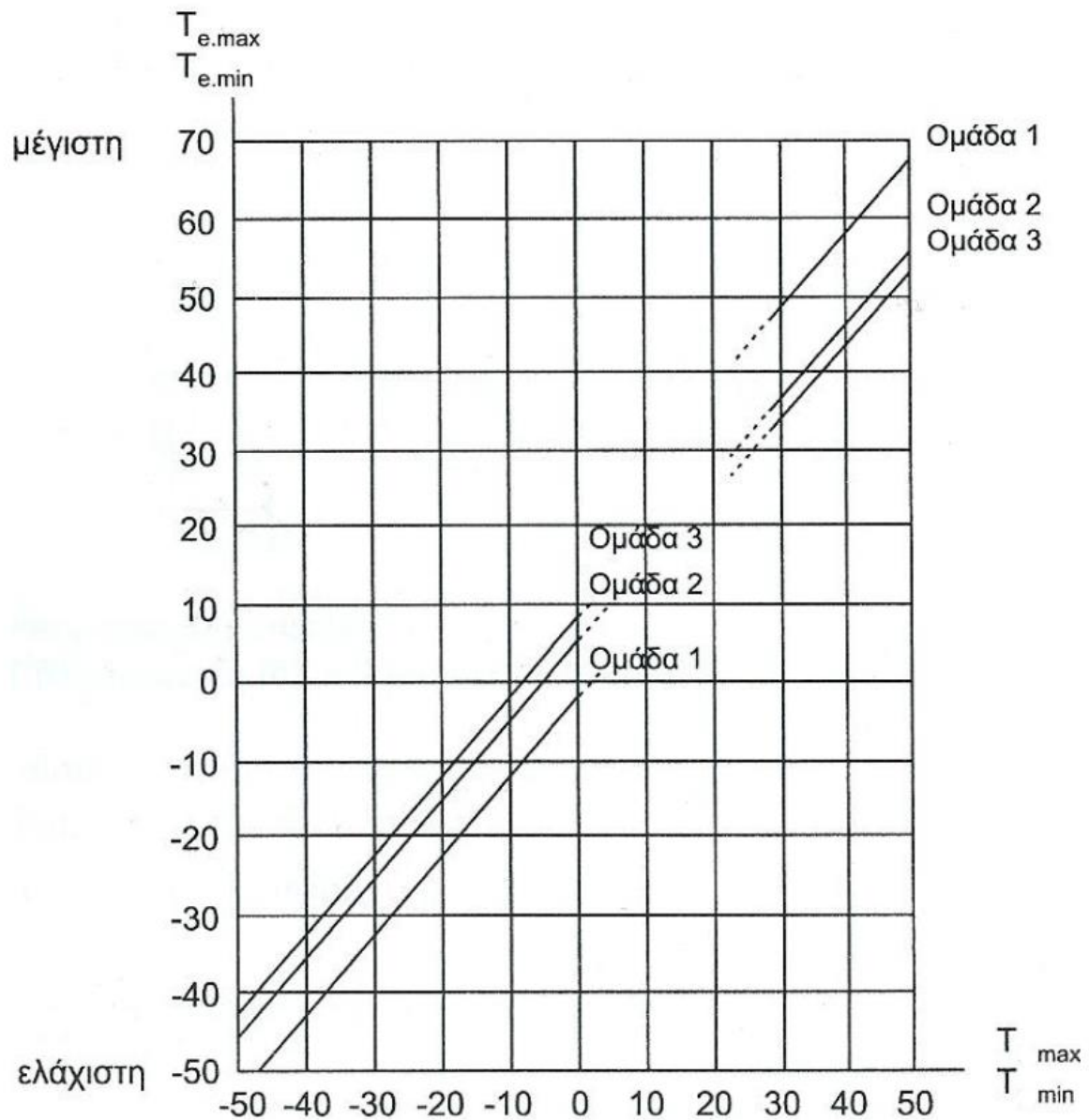


Σχήμα 3.2β – Ισοθερμικός χάρτης για μέγιστες θερμοκρασίες στην Ελλάδα

Από τους χάρτες λαμβάνεται:

- $T_{min} = -15\text{ }^{\circ}\text{C}$
- $T_{max} = 45\text{ }^{\circ}\text{C}$

Προσδιορίζονται η ελάχιστη ($T_{e,min}$) και η μέγιστη ($T_{e,max}$) ενεργός θερμοκρασία της γέφυρας από το σχήμα 3.3:



Σχήμα 3.3 – Σχέση θερμοκρασίας περιβάλλοντος και ενεργής θερμοκρασίας

- $T_{e,min} = -10\text{ }^{\circ}\text{C}$
- $T_{e,max} = 50\text{ }^{\circ}\text{C}$

Η χαρακτηριστική τιμή της μέγιστης συστολικής διαφοράς θερμοκρασίας δίνεται από τη σχέση:

- $\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 15\text{ }^{\circ}\text{C} - (-10\text{ }^{\circ}\text{C}) = 25\text{ }^{\circ}\text{C}$

Η χαρακτηριστική τιμή της μέγιστης διαστολικής διαφοράς θερμοκρασίας δίνεται από τη σχέση:

- $\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 50\text{ }^{\circ}\text{C} - 15\text{ }^{\circ}\text{C} = 35\text{ }^{\circ}\text{C}$

3.3.2.3 Συνιστώσα θερμοκρασιακής διαφοράς ΔT_M

Η συνιστώσα αυτή λαμβάνει υπόψη την ανομοιομορφη θερμοκρασιακή μεταβολή των διαφόρων τμημάτων της γέφυρας. Περιλαμβάνει μία συνιστώσα γραμμικώς μεταβαλλόμενης διαφοράς θερμοκρασίας ως προς τον οριζόντιο άξονα, μία όμοια συνιστώσα ως προς τον κατακόρυφο άξονα και μία μη γραμμική συνιστώσα θερμοκρασίας που προκαλεί αυτεντατική κατάσταση.

Από τις τρεις συνιστώσες, μόνο η πρώτη που συμβολίζεται ως *Προσέγγιση 1* στο EN1991-1-5 [4.4], λαμβάνεται συνήθως υπόψη στο σχεδιασμό γεφυρών. Σύμφωνα με την Προσέγγιση 1, ΔT_M είναι η θερμοκρασιακή διαφορά μεταξύ της άνω και της κάτω επιφάνειας του φορέα. Εξετάζονται δύο τιμές. Η $\Delta T_{M,heat}$ όταν είναι η άνω επιφάνεια θερμότερη από την κάτω, και η $\Delta T_{M,cool}$ στην αντίθετη περίπτωση. Οι τιμές της δίνονται στον πίνακα 3.3.

Πίνακας 3.3 – Χαρακτηριστικές τιμές γραμμικής διαφοράς θερμοκρασίας

Τύπος καταστρώματος	Άνω επιφάνεια θερμότερη από την κάτω	Κάτω επιφάνεια θερμότερη από την άνω
	$\Delta T_{M,heat}\text{ (}^{\circ}\text{C)}$	$\Delta T_{M,cool}\text{ (}^{\circ}\text{C)}$
Τύπος 1: Χαλύβδινο κατάστρωμα	18	13
Τύπος 2: Σύμμικτο κατάστρωμα	15	18
Τύπος 3: Κατάστρωμα από Ω.Σ.: - κιβωτοειδής διατομή - δοκός - πλάκα	10 15 15	5 8 8
ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1: Οι τιμές που δίνονται στον πίνακα αντιπροσωπεύουν άνω οριακές τιμές της γραμμικής συνιστώσας της θερμοκρασιακής διαφοράς για αντιπροσωπευτικές περιπτώσεις γεωμετρίας γεφυρών.		
ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: Οι τιμές που δίνονται στον πίνακα βασίζονται σε πάχος επιφανειακής στρώσης 50mm για οδογέφυρες και σιδηροδρομικές γέφυρες. Για διαφορετικού πάχους επιφανειακές στρώσεις οι τιμές αυτές θα πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή k_{sur} . Συνιστώμενες τιμές για τον k_{sur} δίνονται στον Πίνακα 6.2.		

Από τον παραπάνω πίνακα λαμβάνονται οι τιμές:

- $\Delta T_{M,heat} = 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$
- $\Delta T_{M,cool} = 18 \text{ }^{\circ}\text{C}$

3.3.2.4 Συνδυασμός ΔT_N και ΔT_M

Οι θερμοκρασιακές συνιστώσες ΔT_N και ΔT_M συνδυάζονται και θεωρούνται ως ενιαία δράση. Η σχέση συνδυασμού γράφεται:

$$\left\{ \begin{matrix} \Delta T_{M,heat} \\ \Delta T_{M,cool} \end{matrix} \right\} + \omega_N \cdot \left\{ \begin{matrix} \Delta T_{N,exp} \\ \Delta T_{N,con} \end{matrix} \right\} \quad (3.1\alpha)$$

ή

$$\omega_M \cdot \left\{ \begin{matrix} \Delta T_{M,heat} \\ \Delta T_{M,cool} \end{matrix} \right\} + \left\{ \begin{matrix} \Delta T_{N,exp} \\ \Delta T_{N,con} \end{matrix} \right\} \quad (3.1\beta)$$

Οι συντελεστές συνδυασμού είναι:

- $\omega_N = 0.35$
- $\omega_M = 0.75$

Τελικά, από τις εξισώσεις (3.1α) και (3.1β) λαμβάνεται:

$$\left\{ \begin{matrix} 15 \text{ }^{\circ}\text{C} \\ 18 \text{ }^{\circ}\text{C} \end{matrix} \right\} + 0.35 \cdot \left\{ \begin{matrix} 35 \text{ }^{\circ}\text{C} \\ 25 \text{ }^{\circ}\text{C} \end{matrix} \right\} = \left\{ \begin{matrix} 27.25 \text{ }^{\circ}\text{C} \\ 26.75 \text{ }^{\circ}\text{C} \end{matrix} \right\}$$

$$0.75 \cdot \left\{ \begin{matrix} 15 \text{ }^{\circ}\text{C} \\ 18 \text{ }^{\circ}\text{C} \end{matrix} \right\} + \left\{ \begin{matrix} 35 \text{ }^{\circ}\text{C} \\ 25 \text{ }^{\circ}\text{C} \end{matrix} \right\} = \left\{ \begin{matrix} 46.25 \text{ }^{\circ}\text{C} \\ 38.50 \text{ }^{\circ}\text{C} \end{matrix} \right\}$$

3.3.3 Δυνάμεις ανέμου

Οι δυνάμεις ανέμου έχουν συνήθως σημαντική επιρροή στο σχεδιασμό μεταλλικών κατασκευών καθώς αποτελούν πολλές φορές τη δυσμενέστερη φόρτιση. Η ανεμοφόρτιση επί των κατασκευών προδιαγράφεται στον EN 1991-1-4. Η κύρια διεύθυνση ανεμοφόρτισης στις γέφυρες είναι η εγκάρσια y. Ο άνεμος στη διαμήκη διεύθυνση x είναι συνήθως αμελητέος. Για μεγάλα ανοίγματα, γίνεται σημαντική η κατακόρυφη επιρροή του ανέμου z, συνοδευόμενη από φαινόμενα αεροδυναμικής αστάθειας.

Ακολουθεί ο υπολογισμός της δύναμης του ανέμου στην εγκάρσια και κατακόρυφη διεύθυνση.

3.3.3.1 Δύναμη ανέμου κατά την εγκάρσια διεύθυνση y

Αν δεν εμφανίζονται αεροδυναμικά φαινόμενα, η δύναμη ανέμου δίνεται από τη σχέση:

$$F_{wyk} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,y} \quad [kN] \quad (3.2\alpha)$$

όπου:

v_b = βασική ταχύτητα ανέμου [m/sec]

ρ = πυκνότητα αέρα

C = συντελεστή ανεμοφόρτισης $C = c_e \cdot c_{f,y}$

$c_{f,y}$ = συντελεστής δύναμης στην εγκάρσια διεύθυνση: $c_{f,y} = c_{f,y,0}$

$A_{ref,y}$ = επιφάνεια αναφοράς στην εγκάρσια διεύθυνση [m^2]

Η πυκνότητα του αέρα λαμβάνεται ίση με 1.25 kg/m^3 και επομένως η εξίσωση (3.2α) γράφεται ως:

$$F_{wyk} = \frac{1}{1600} \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,y} \quad [kN] \quad (3.2\beta)$$

Ακολουθώς αναλύονται οι επιμέρους συντελεστές.

3.3.3.2 Βασική ταχύτητα ανέμου

Η βασική ταχύτητα ανέμου δίνεται από τη σχέση:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.3)$$

Οι τιμές των συντελεστών διεύθυνσης και εποχής, c_{dir} και c_{season} αντίστοιχα, λαμβάνονται ίσοι με 1.0. Επομένως η βασική ταχύτητα ανέμου λαμβάνεται ίση με τη θεμελιώδη τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου $v_{b,0}$. Αυτή προσδιορίζεται στατιστικά ως η χαρακτηριστική τιμή της μέσης ταχύτητας ανέμου 10 λεπτών, 10m πάνω από τη στάθμη της θάλασσας, στην ύπαιθρο με χαμηλή βλάστηση. Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, $v_{b,0}$ ορίζεται σε 33m/s για τα νησιά και τα παράλια μέχρι 10km από την ακτή και σε 27 m/s για την υπόλοιπη ενδοχώρα.

Για την μελέτη επιλέχθηκε βασική ταχύτητα ανέμου:

$$v_b = 27 \text{ m/s.}$$

3.3.3.3 Συντελεστής έκθεσης c_e

Ο συντελεστής έκθεσης c_e είναι συνάρτηση:

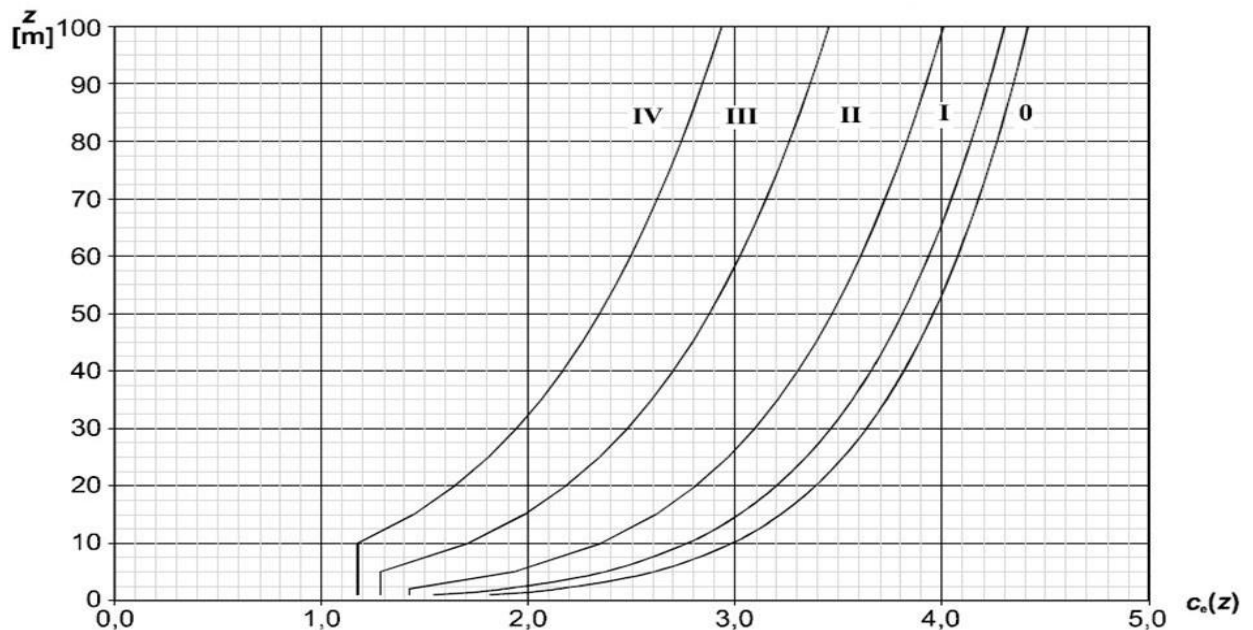
- Της κατηγορίας εδάφους. Ορίζονται πέντε κατηγορίες εδάφους ανάλογα με την τραχύτητα του εδάφους.
- Της απόστασης z μεταξύ του άξονα του καταστρώματος, δηλαδή της στάθμης της ερυθράς, από το έδαφος.

Πίνακας 3.4 – Κατηγορίες εδάφους

Κατηγορία 0: Θαλάσσια ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα
Κατηγορία I: Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια.
Κατηγορία II: Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων.
Κατηγορία III: Περιοχή με κανονική κάλυψη βλαστότητας ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση).
Κατηγορία IV: Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.

Το έδαφος στο οποίο θα κατασκευαστεί η γέφυρα είναι **κατηγορίας III**.

Η απόσταση z προκύπτει από την απόσταση του άξονα του καταστρώματος από τη στάθμη του ποταμού, δηλαδή λαμβάνεται $z = 3\text{m}$.



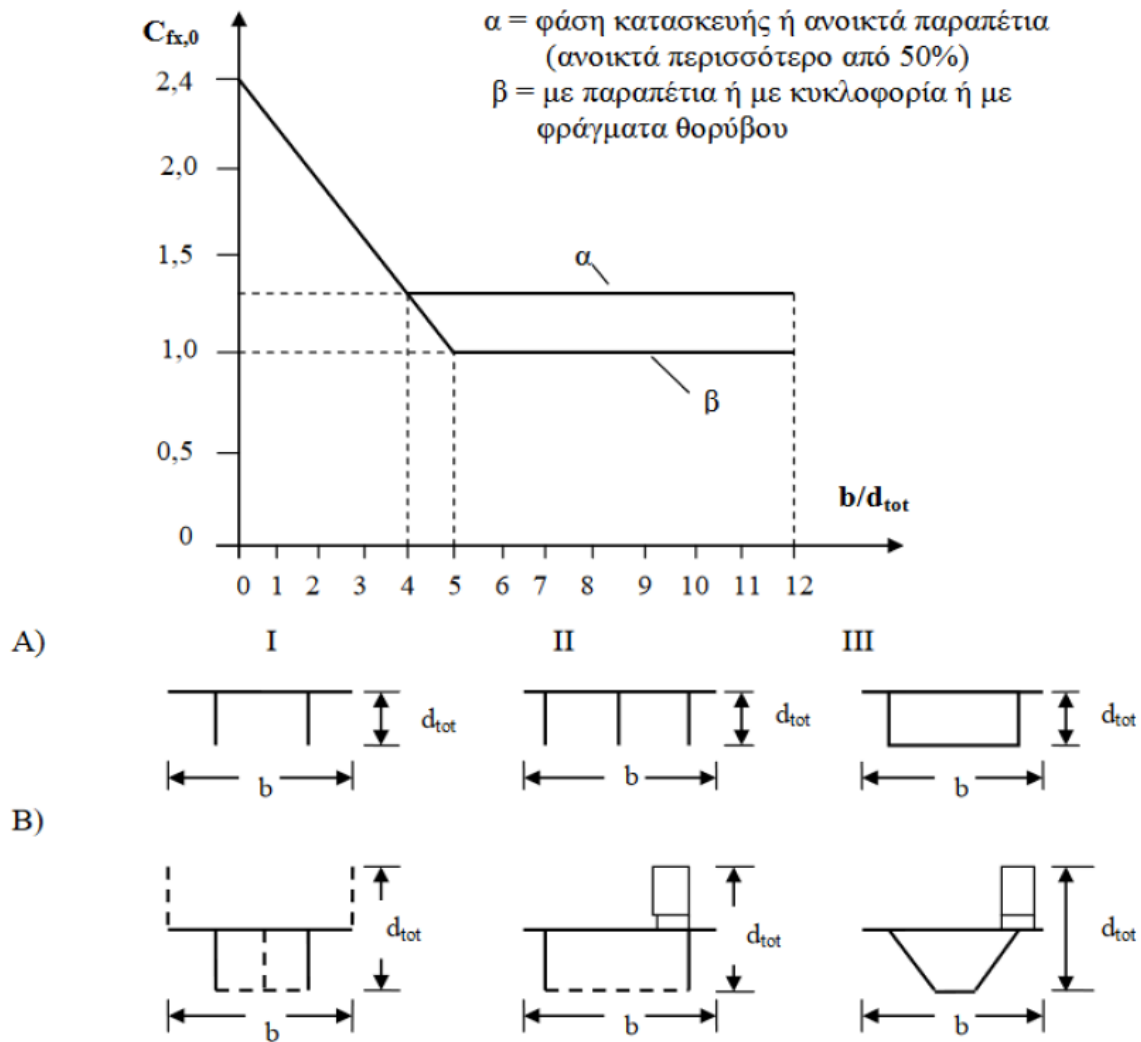
Σχήμα 3.4 – Συντελεστής έκθεσης c_e

Με βάση τα προηγούμενα δεδομένα, από το παραπάνω σχήμα λαμβάνεται:

$$c_e = 1.5$$

3.3.3.4 Συντελεστής δύναμης $c_{fy,0}$

Ο συντελεστής δύναμης προσδιορίζεται από το σχήμα 3.5:



Σχήμα 3.5 – Συντελεστής δύναμης $c_{fy,0}$

$$b/d_{tot} = 6\text{m}/1.5\text{m} = 4$$

Επομένως ο συντελεστής δύναμης στην εγκάρσια διεύθυνση λαμβάνεται:

$$c_{fy,0} = 1.3 \text{ και τελικά}$$

$$C = c_e \cdot c_{fy,0} = 1.5 \cdot 1.3 = 1.95$$

3.3.3.5 Επιφάνεια αναφοράς $A_{ref,y}$

Για δικτυωτούς φορείς ως επιφάνεια αναφοράς, λαμβάνεται το εμβαδόν της συμπαγούς επιφάνειας προβολής (ένα γείσο, πεζοδρόμιο ή κατάστρωμα με έρμα) και τα συμπαγή τμήματα του δικτυώματος πάνω και κάτω από αυτήν την επιφάνεια στην κάθετη προβαλλόμενη επιφάνεια.

Για τον υπολογισμό της επιφάνειας αναφοράς στην παρούσα γέφυρα, γίνεται η (συντηρητική) θεώρηση ότι το στατικό ύψος της δοκού παραμένει σταθερό με τιμή ίση με 1.50m, όσο δηλαδή είναι στο μέσον της γέφυρας. Ομοίως, τα μήκη των διάφορων μελών του δικτυώματος θεωρούνται και αυτά όλα ίδια και ίσα με τη μέγιστη τιμή του εκάστοτε μέλους η οποία αντιστοιχεί στα μέλη ενδιάμεσα των δύο εγκάρσιων πλαισίων της γέφυρας.

- **Μέλη άνω και κάτω πέλματος**

Μήκος:	$l_{f,max} = 2.5\text{m}$	
Πλάτος:	$d_f = 0.30\text{m}$	(SHS 300x300)
Εμβαδόν:	$A_f = 2.5\text{ m} \cdot 0.30\text{ m} = 0.75\text{ m}^2$	
Πλήθος:	$N_f = 14 \cdot 2 = 28$	

- **Ορθοστάτες**

Μήκος:	$l_{o,max} = 1.5\text{m}$	
Πλάτος:	$d_o = 0.20\text{m}$	(SHS 200x200)
Εμβαδόν:	$A_o = 1.5\text{ m} \cdot 0.20\text{ m} = 0.30\text{ m}^2$	
Πλήθος:	$N_o = 15$	

- **Διαγώνια μέλη**

Μήκος:	$l_{d,max} = (2.5^2 + 1.5^2)^{0.5} = 2.9\text{m}$	
Πλάτος:	$d_d = 0.20\text{m}$	(SHS 200x200)
Εμβαδόν:	$A_d = 2.9\text{ m} \cdot 0.20\text{ m} = 0.58\text{ m}^2$	
Πλήθος:	$N_d = 14$	

Τελικά η συνολική επιφάνεια αναφοράς υπολογίζεται:

$$A_{ref,y} = N_f \cdot A_f + N_o \cdot A_o + N_d \cdot A_d = 28 \cdot 0.75 + 15 \cdot 0.30 + 14 \cdot 0.58 = 33.62\text{ m}^2$$

3.3.3.6 Υπολογισμός δύναμης ανέμου στην εγκάρσια διεύθυνση

Έχοντας πλέον όλα τα στοιχεία που χρειάζονται, υπολογίζεται η δύναμη του ανέμου από την εξίσωση (3.2β):

$$F_{Wyk} = \frac{1}{1600} \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,y} = \frac{1}{1600} \cdot 27^2 \cdot 1.95 \cdot 33.62 = 29.9\text{ kN}$$

3.3.3.7 Δύναμη ανέμου κατά την κατακόρυφη διεύθυνση z

Η δύναμη του ανέμου στην κατακόρυφη διεύθυνση μπορεί να προσδιοριστεί από την εξίσωση (3.2β) για συντελεστή δύναμης:

$$c_{fz,0} = 0.9 \text{ και επομένως}$$

$$C = c_e \cdot c_{fz,0} = 1.5 \cdot 0.9 = 1.35$$

Η επιφάνεια αναφοράς υπολογίζεται ως εξής:

$$A_{ref,z} = L \cdot b = 35 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} = 210 \text{ m}^2$$

Τελικά:

$$F_{Wzk} = \frac{1}{1600} \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,z} = \frac{1}{1600} \cdot 27^2 \cdot 1.35 \cdot 210 = 129.2 \text{ kN}$$

Η δύναμη αυτή μπορεί να δρά είτε προς τα πάνω είτε προς τα κάτω. Ασκείται έκκεντρα ως προς τον άξονα της γέφυρας με εκκεντρότητα ίση με $e = b / 4$, και εξετάζεται αν είναι της ίδιας τάξης μεγέθους με το ίδιο βάρος της γέφυρας.

Το ίδιο βάρος γέφυρας προκύπτει: 516.7 kN. Αρκετά μεγαλύτερο (4 φορές) από την κατακόρυφη συνιστώσα του ανέμου.

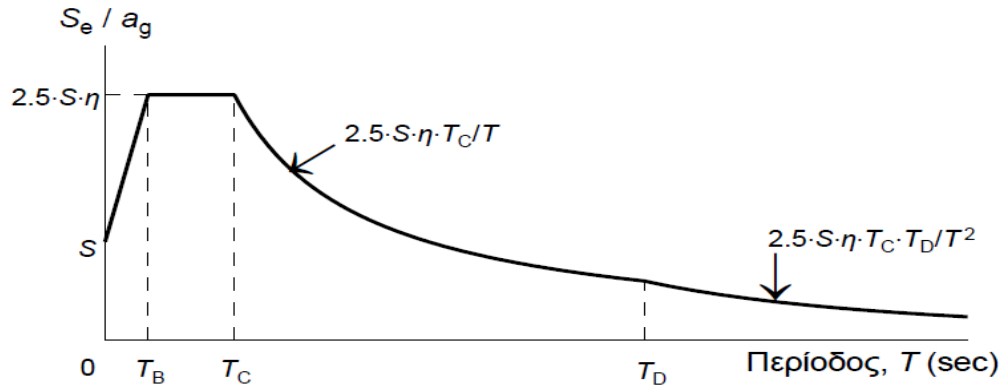
3.3.3.8 Συνδυασμός εγκάρσιας και οριζόντιας δύναμης ανέμου

Τελικά, για τον υπολογισμό της συνολικής δύναμης του ανέμου, συνδυάζονται η εγκάρσια συνιστώσα (κατά y) και η κατακόρυφη συνιστώσα (κατά z) και προκύπτουν οι παρακάτω δύο συνδυασμοί:

$$W = W_y \pm W_z \quad (3.4)$$

3.3.4 Σεισμός

Οι σεισμικές δράσεις προδιαγράφονται στο EN 1998-1 [3.3]. Ο σεισμός έχει δύο οριζόντιες και μία κατακόρυφη συνιστώσα. Οι σεισμικές δυνάμεις προσδιορίζονται για συνήθεις γέφυρες από φασματική ανάλυση, στην οποία η σεισμική δόνηση περιγράφεται μέσω ενός φάσματος απόκρισης. Εφαρμόζεται το ελαστικό φάσμα απόκρισης, το οποίο για τις οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού περιγράφεται από τις παρακάτω σχέσεις.



Σχήμα 3.6 – Ελαστικό φάσμα απόκρισης

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (2.5 \cdot \eta - 1) \right] \quad (3.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad (3.6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} \quad (3.7)$$

$$T_D \leq T: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad (3.8)$$

όπου:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$$

Μέγιστη επιτάχυνση εδάφους για έδαφος κατηγορίας Α

$$\gamma_I$$

Συντελεστής σπουδαιότητας

$$a_{gR}$$

Συντελεστής εδάφους

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0.55$$

Διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης

$$\xi$$

Ποσοστό ιξώδους απόσβεσης

$$T$$

Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ταλάντωσης του φορέα σε sec

$$T_B, T_C, T_D$$

Χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος ως συνάρτηση των εδαφικών συνθηκών σε sec

Οι τιμές των παραμέτρων λαμβάνονται από τους παρακάτω πίνακες.

Πίνακας 3.5 – Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	a_{gR} (g)
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Πίνακας 3.6 – Κατηγορία σπουδαιότητας

Κατηγορία Σπουδαιότητας	γ_I
I	0.80
II	1.00
III	1.20
IV	1.40

Πίνακας 3.7 – Κατηγορία εδάφους

Κατηγορία Εδάφους	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)	S
A	0.15	0.40	2.50	1.00
B	0.15	0.50	2.50	1.20
C	0.20	0.60	2.50	1.15
D	0.20	0.80	2.50	1.35
E	0.15	0.50	2.50	1.40

Ο υπολογισμός της σεισμικής φόρτισης και η απόκριση της γέφυρας σε αυτή, γίνεται με χρήση του λογισμικού, συγκεκριμένα το υποπρόγραμμα Earthquake. Χρησιμοποιήθηκε το ελαστικό φάσμα απόκρισης όπως αναφέρεται παραπάνω, για τις διευθύνσεις x και y. Οι παράμετροι που επιλέχθηκαν είναι:

- Ζώνη Z2 ($a_{gR} = 0.24g$)
- Κατηγορία σπουδαιότητας II ($\gamma_I = 1.00$)
- Κατηγορία εδάφους A
- $\xi = 2\%$ (για συγκολλητές διατομές)

Με δοκιμές βρέθηκε το απαιτούμενο πλήθος ιδιομορφών, έτσι ώστε το άθροισμα των συντελεστών συμμετοχής κάθε ιδιομορφής να είναι μεγαλύτερο του απαιτούμενου 90% για κάθεμία από τις τρεις διευθύνσεις. Τελικά, χρειάζονται 71 ιδιομορφές, των οποίων η συνολική συμμετοχή ανά διεύθυνση είναι 91.5% (X), 92.6% (Y), 97.4% (Z).

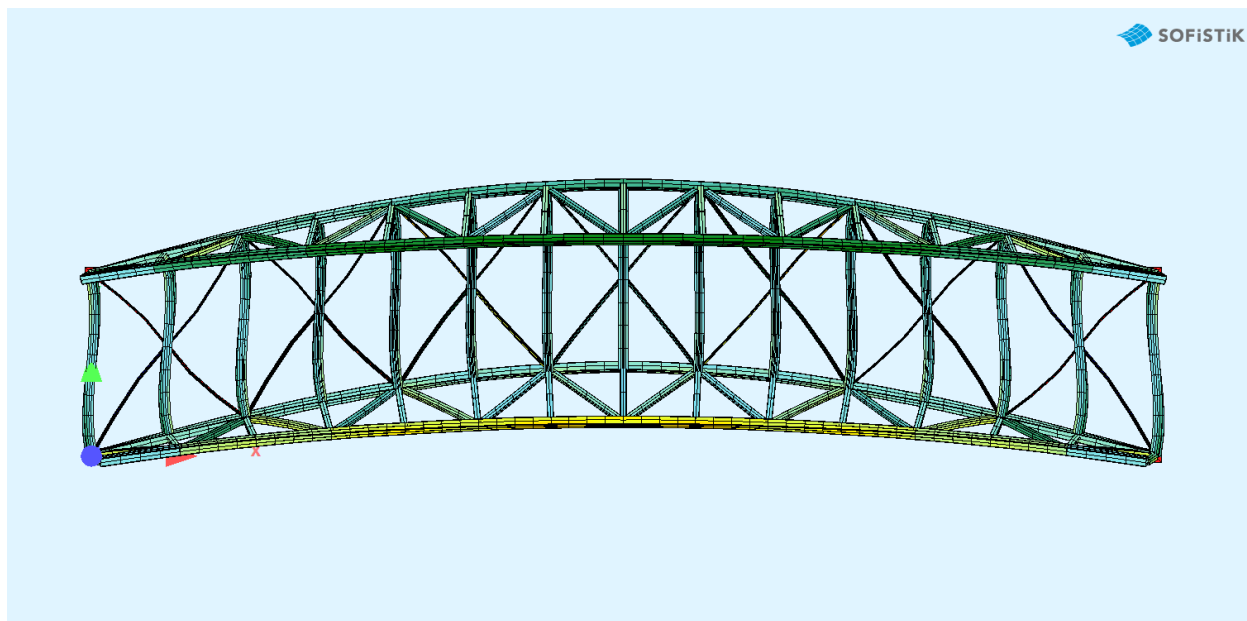
Ενδεικτικά παρουσιάζονται οι σημαντικότερες ιδιομορφές ανά διεύθυνση:



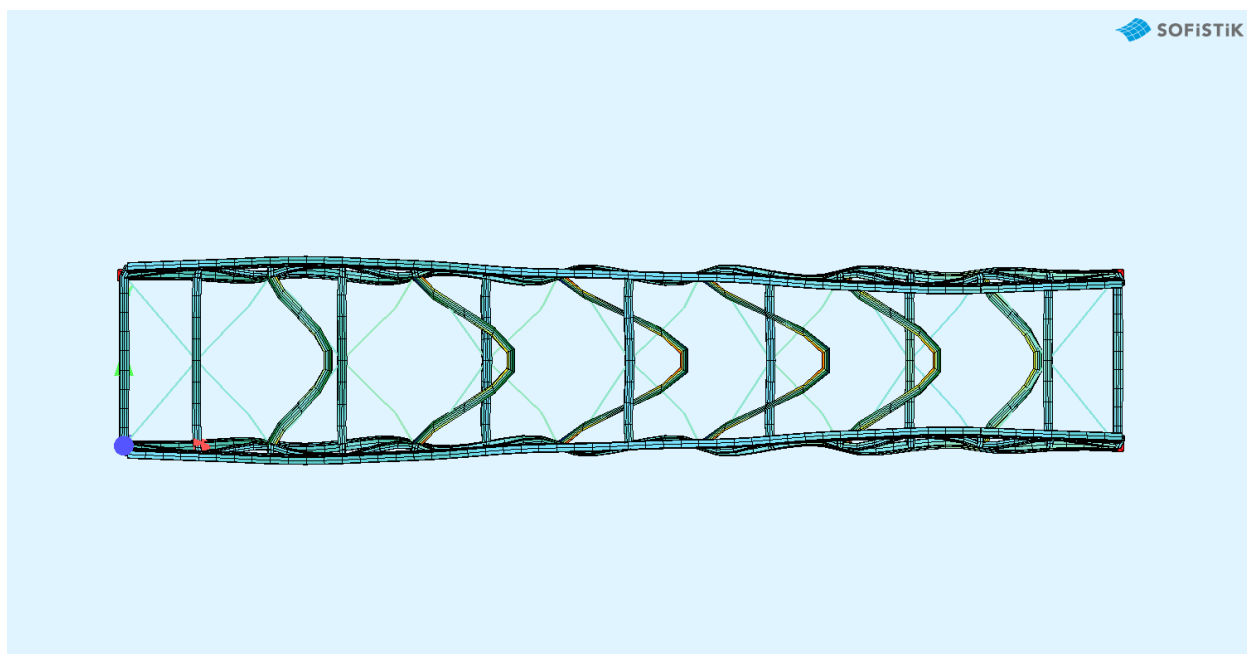
Σχήμα 3.7 - 1η Ιδιομορφή (όψη) – 78.6% συμμετοχή κατά Z – 1.989 Hz



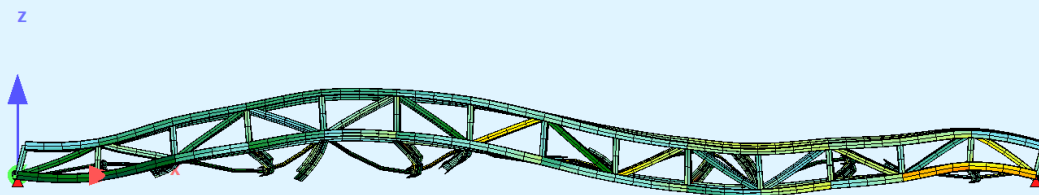
Σχήμα 3.8 - 2η Ιδιομορφή (κάτοψη) – 37.8% συμμετοχή κατά Y – 2.904 Hz



Σχήμα 3.9 - 4η Ιδιομορφή (κάτοψη) – 40.9% συμμετοχή κατά Y – 3.594Hz



Σχήμα 3.10 - 10η Ιδιομορφή (κάτοψη) – 32.0% συμμετοχή κατά X – 7.704Hz



Σχήμα 3.11 - 44η Ιδιομορφή (όψη) – 36.1% συμμετοχή κατά X – 17.491Hz

4 Συνδυασμοί δράσεων

4.1 Γενικά

Ο σχεδιασμός της γέφυρας πρέπει να γίνεται με τέτοιο τρόπο ώστε στη διάρκεια ζωής της να ικανοποιεί βασικές απαιτήσεις ασφάλειας, λειτουργικότητας και ανθεκτικότητας. Προς ικανοποίηση των απαιτήσεων αυτών, απαιτείται έλεγχος έπαρκειας της γέφυρας στις διάφορες οριακές καταστάσεις που είναι πιθανό να εμφανιστούν. Οι καταστάσεις αυτές ορίζονται από τον ΕΚ1 και είναι οι ακόλουθες :

- **Διάρκειας**, οι οποίες αναφέρονται στις κανονικές συνθήκες χρήσης της κατασκευής.
- **Παροδικές**, οι οποίες αναφέρονται σε προσωρινές συνθήκες χρήσης της κατασκευής.
- **Τυχηματικές**, οι οποίες αναφέρονται σε εξαιρετικά σπάνιες φορτίσεις που επιβάλλονται στο φορέα (π.χ. έκρηξη).
- **Σεισμικές**, οι οποίες αναφέρονται στη φόρτιση του φορέα από σεισμικό γεγονός.

Γίνεται διάκριση μεταξύ των οριακών καταστάσεων **αστοχίας** και των οριακών καταστάσεων **λειτουργικότητας**.

Οι **οριακές καταστάσεις αστοχίας (ΟΚΑ)** σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων και την ασφάλεια του φορέα και αφορούν τις καταστάσεις :

- EQU: Απώλεια στατικής ισορροπίας του φορέα, θεωρώντας τον άκαμπτο σώμα, έλεγχοι εφεδράνων και των αγκυρίων τους έναντι ανύψωσης.
- STR: Αστοχία της ανωδομής αναφερόμενη:
 - στην αντοχή διατομών και συνδέσεων
 - στην ευστάθεια των μελών
 - στην αντοχή της διατμητικής σύνδεσης
- FAT: Αστοχία λόγω κόπωσης
- GEO: Αστοχία θεμελίωσης ή εδάφους

Οι **οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (ΟΚΛ)** σχετίζονται με τη λειτουργία του φορέα υπό συνθήκες φυσιολογικής χρήσης, την άνεση των χρηστών και την εξωτερική εμφάνιση του έργου και αφορούν :

- παραμορφώσεις
- περιορισμό τάσεων
- ρηγματώσεις σκυροδέματος
- ταλαντώσεις

4.2 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)

Η γενική μορφή της ανίσωσης ελέγχου γράφεται:

$$E_d \leq R_d \quad (4.1)$$

όπου:

E_d είναι η τιμή σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων.

R_d είναι η τιμή σχεδιασμού των αντίστοιχων αντιστάσεων.

Οι τιμές σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων E_d προσδιορίζονται από τις χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, F_k , τους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων γ_F , και τους συντελεστές συνδυασμού ψ .

Οι συνδυασμοί δράσεων για την ΟΚΑ είναι οι ακόλουθοι:

- Βασικός συνδυασμός (για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές) (4.2)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj, sup} \cdot G_{kj, sup} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj, inf} \cdot G_{kj, inf} + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q1} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

- Τυχηματικός συνδυασμός στη φάση λειτουργίας (4.3)

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj, sup} + \sum_{j \geq 1} G_{kj, inf} + \gamma_p \cdot P_k + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ή } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{ki}$$

- Σεισμικός συνδυασμός (4.4)

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj, sup} + \sum_{j \geq 1} G_{kj, inf} + P_k + \gamma_I \cdot A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{ki}$$

όπου:

+

σημαίνει «επαλληλία με»

Σ

συμβολίζει «το συνδυαστικό αποτέλεσμα»

$G_{k, sup}$ και $G_{k, inf}$ είναι οι μόνιμες δράσεις με δυσμενή και ευμενή επιρροή αντίστοιχα

P

είναι οι δράσεις προέντασης

Q_1 και Q_2

είναι η κύρια και οι λοιπές μεταβλητές δράσεις αντίστοιχα

A_d είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης

A_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

Οι τιμές των συντελεστών προσδιορίζονται από τον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 4.1 – Συντελεστές γ και ψ_0 στην ΟΚΑ για πεζογέφυρες

Δράσεις		Επίδραση		Συντελεστής συνδυασμού ψ_0
		Ευμενής	Δυσμενής	
Μόνιμες δράσεις (STR)	G: γG	1.0	1.35	-
Μόνιμες δράσεις (EQU)	G: γG	0.95	1.05	-
Συστολή ξήρανσης	Ssec: γs	0 ή 1.0	0 ή 1.0	-
Προένταση με υποχώρηση στηρίξεων	P: γp	1.0	1.0	-
Ευστάθεια για εξωτερική προένταση	P: γp	1.0	1.35	-
φορτία κυκλοφορίας $gr1$, $Q_{fwk} \cdot gr2$	Q: γQ	0	1.35	$gr1: 0.4$ $Q_{fwk}: 0$ $gr2: 0$
Θερμοκρασία	T: γQ	0	0 ή 1.5	0 ή 0.6
Άνεμος	W: γQ	0	1.50	0.3
Χιόνι κατά τη φάση κατασκευής	S: γQ	0	1.50	0.8
Κατασκευαστικά φορτία (EQU)	Qc: γQ	0	1.35	1.0

Με βάση τα προηγούμενα λαμβάνονται οι συνδυασμοί σχεδιασμού για την ΟΚΑ οι οποίοι είναι:

1. $1.35 \cdot G + 1.35 \cdot Q$
2. $1.35 \cdot G + 1.35 \cdot Q + 1.50 \cdot 0.3 \cdot W$
3. $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot W + 1.35 \cdot 0.4 \cdot Q$
4. $1.35 \cdot G + 1.35 \cdot Q + 1.50 \cdot 0.6 \cdot T$
5. $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot T + 1.35 \cdot 0.4 \cdot Q$

Σημείωση: Οι φορτίσεις θερμοκρασίας (T) και ανέμου (W) δεν αποτελούν μία και μοναδική φόρτιση η καθεμία. Συνίστανται από διαφορετικές περιπτώσεις φορτίσεων, όπως περιγράφεται στα κεφάλαια 3.3.2 και 3.3.3, οι οποίες συνδυάζονται ξεχωριστά η καθεμία βάσει των ανωτέρω συνδυασμών. Ειδικότερα, για τον συνδυασμό 3 (κύρια δράση ο άνεμος), στην περίπτωση που η κατακόρυφη συνιστώσα του ανέμου δρα προς τα πάνω, τα φορτία κυκλοφορίας δεν λαμβάνονται υπόψη, διότι δρουν ανακουφιστικά.

4.3 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Η γενική μορφή της ανίσωσης ελέγχου γράφεται:

$$E_d \leq C_d \quad (4.5)$$

όπου:

E_d είναι η τιμή σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων.

C_d είναι η τιμή σχεδιασμού του συναφούς κριτηρίου λειτουργικότητας.

Οι συνδυασμοί δράσεων στην ΟΚΛ είναι τρεις και εφαρμόζονται σε διαφορετικούς ελέγχους.

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός (4.6)

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

- Συχνός συνδυασμός (4.7)

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

- Οιονεί μόνιμος συνδυασμός (4.8)

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Οι συντελεστές συνδυασμού ψ , προσδιορίζονται από τον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 4.2 – Συντελεστές ψ_1 και ψ_2 για πεζογέφυρες

Δράση	Είδος	ψ_1	ψ_2
φορτία κυκλοφορίας	gr1	0.4	0
Άνεμος	W	0.2	0
Θερμοκρασία	T	0.6	0.5
Κατασκευαστικά φορτία	Qc	-	1.0

Με βάση τα παραπάνω λαμβάνονται οι συνδυασμοί σχεδιασμού για την ΟΚΛ οι οποίοι είναι:

1. $1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q$
2. $1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q + 0.3 \cdot W$
3. $1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q + 0.6 \cdot T$

5 Μοντελοποίηση

5.1 Γενικά

Η μοντελοποίηση του φορέα και των φορτίσεων γίνεται με τη χρήση του λογισμικού Sofistik της εταιρείας Sofistik AG το οποίο στηρίζεται στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Το λογισμικό περιέχει τη δυνατότητα σχεδιασμού με βάση πληθώρα κανονισμών.

Στην παρούσα μελέτη χρησιμοποιήθηκε ο EN 1993-2: 2006 Steel Structures.

Επιλέχθηκε τρισδιάστατο πλαίσιο σύστημα.

5.2 Υλικά και διατομές

Το λογισμικό έχει έτοιμη βιβλιοθήκη υλικών (χάλυβας, σκυρόδεμα κ.ά.) και πρότυπων διατομών σύμφωνα με τους κανονισμούς. Μπορεί επίσης, να γίνει σχεδιασμός νέων διατομών.

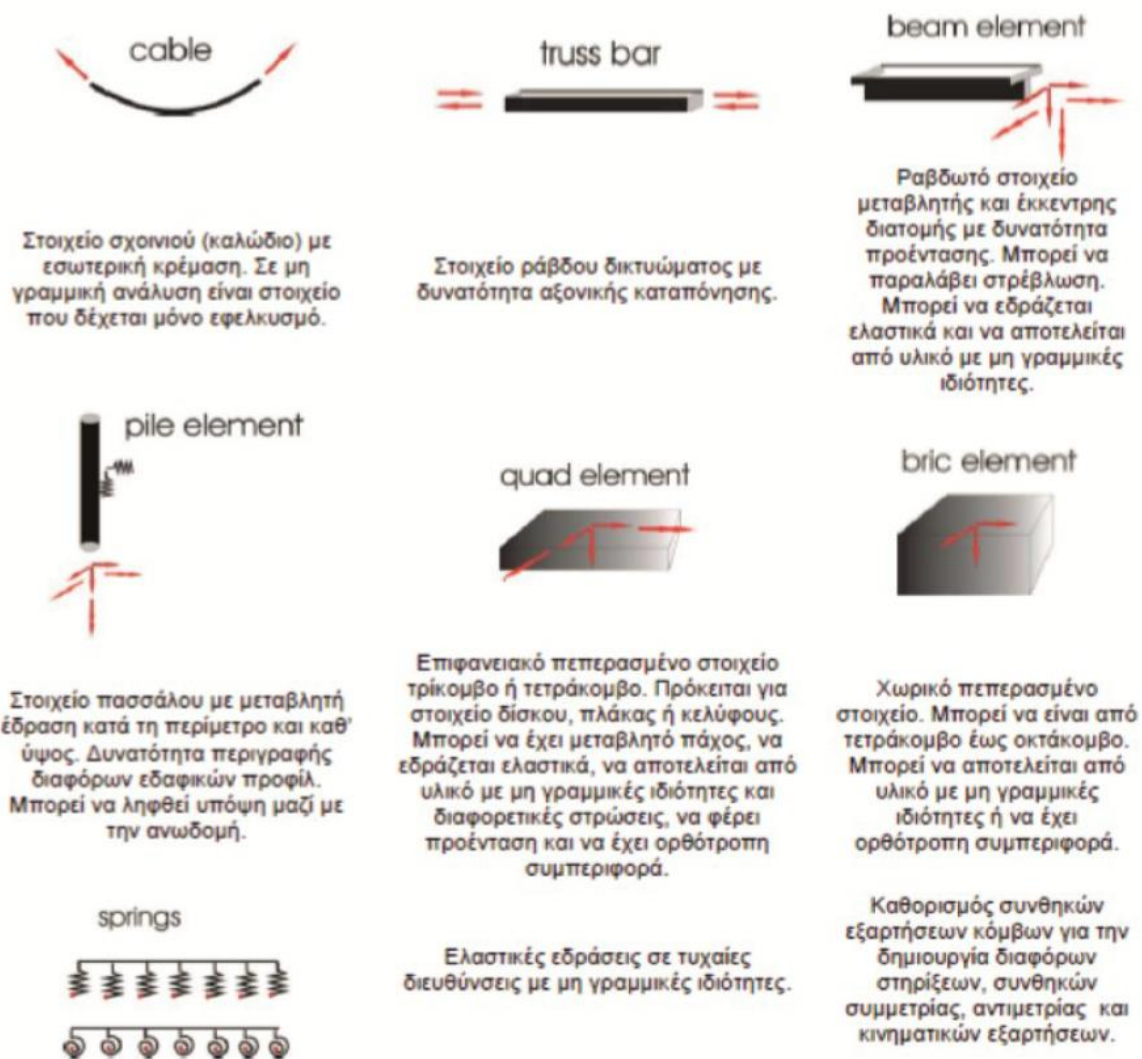
Επιλέχθηκαν πρότυπες διατομές από τη βιβλιοθήκη του προγράμματος σύμφωνα με το EN.

Με την ανάλυση των διατομών (cross sections), είναι δυνατή η πρόσβαση στα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της κάθε διατομής.

Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα εργασία έχουν παρουσιασθεί στο κεφάλαιο 2.

5.3 Σχεδιασμός φορέα

Για τη μοντελοποίηση του διάφορων μελών του φορέα, στο λογισμικό περιλαμβάνονται τα παρακάτω στοιχεία:

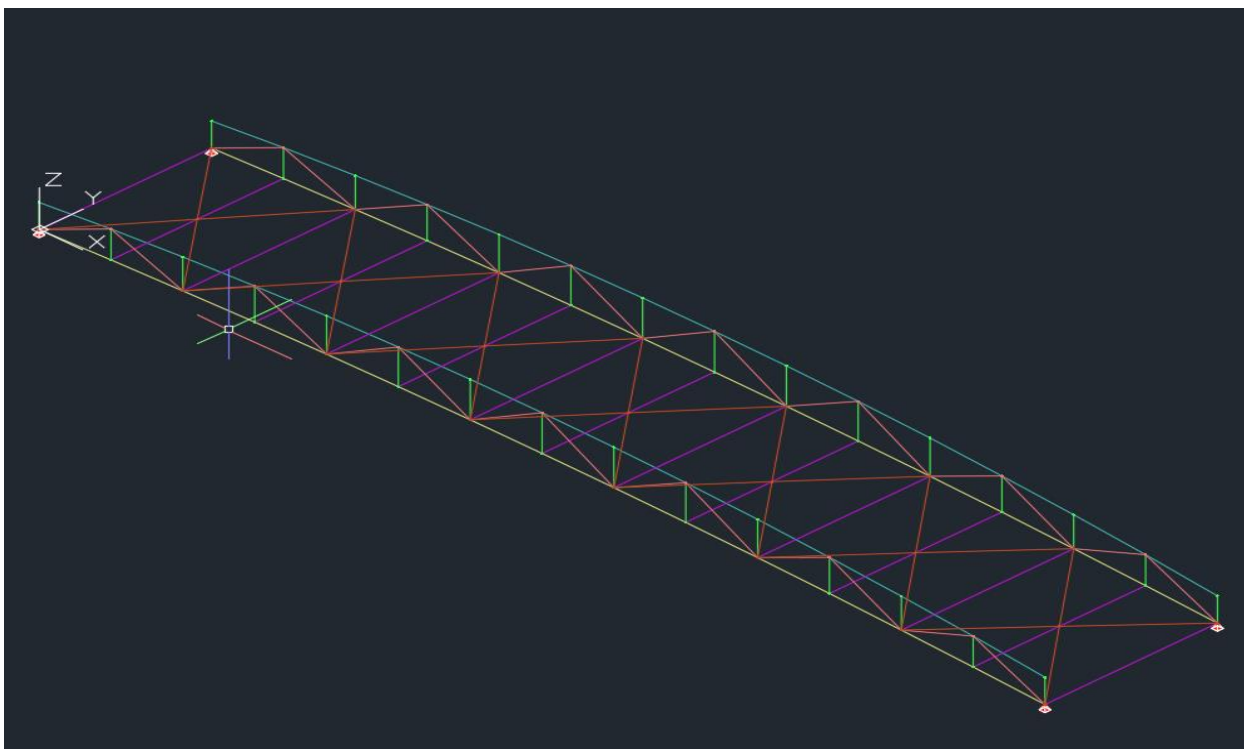


Σχήμα 5.1 – Είδη πεπερασμένων στοιχείων Sofistik

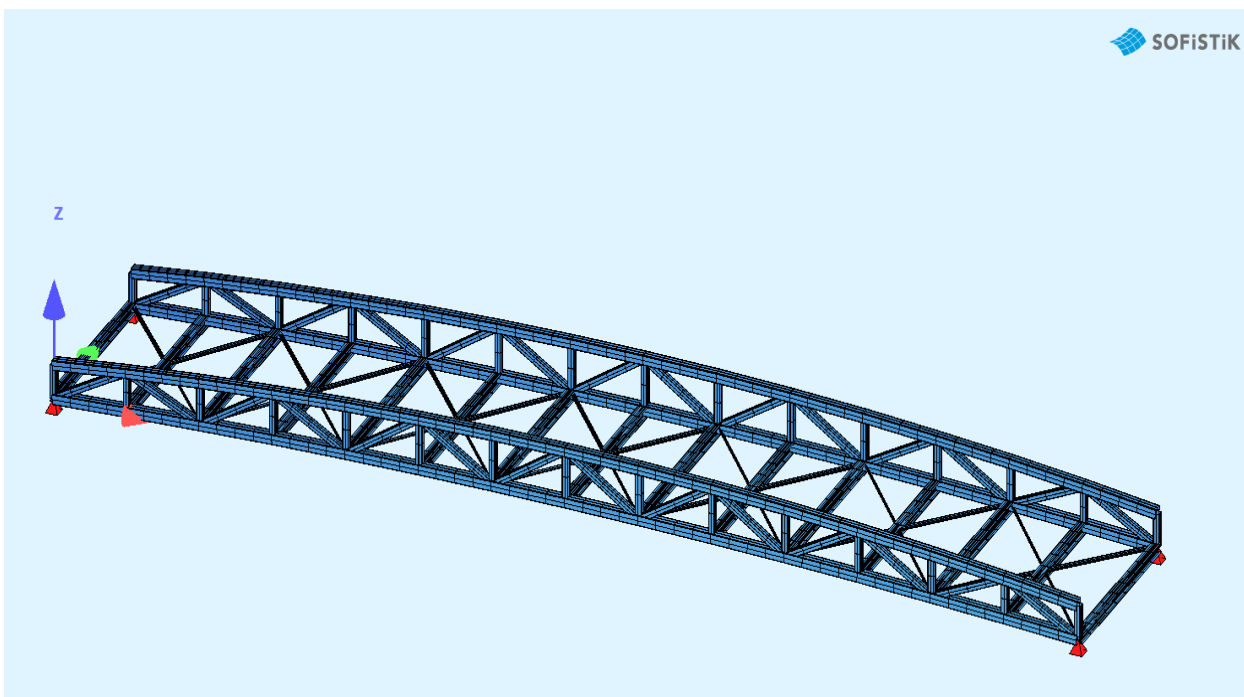
Τα στοιχεία που χρησιμοποιήθηκαν είναι το beam element για τις ράβδους των κύριων δοκών και για τις διαδοκίδες και το truss element για τους οριζόντιους σύνδεσμούς δυσκαμψίας.

Ο φορέας σχεδιάζεται με χρήση του Sofiplus σε περιβάλλον AutoCad. Αρχικά σχεδιάζεται η γεωμετρία του φορέα και έπειτα αποδίδεται σε κάθε γεωμετρική γραμμή η διατομή που αντιστοιχεί.

Οι στηρίξεις δημιουργούνται με την εισαγωγή structural points, από που επιλέγεται η επιθυμητή λειτουργία τους, δεσμεύοντας τις κατάλληλες μετακινήσεις και στροφές.



Σχήμα 5.2 – Δομικά στοιχεία σε περιβάλλον AutoCad



Σχήμα 5.2 – Δομικά στοιχεία σε περιβάλλον Sofistik Structural Desktop

5.4 Εισαγωγή φορτίων

Η εισαγωγή φορτίων γίνεται σε περιβάλλον AutoCad μέσω του Loadcase Manager με χρήση του Sofipus. Ορίζονται τα είδη δράσεων (μόνιμες, μεταβλητές, σεισμός, κ.λπ.) και στη σχεδιάζεται η κάθε φόρτιση ξεχωριστά. Αναλυτικότερα:

- a) Τα φορτία του ίδιου βάρους των μεταλλικών στοιχείων υπολογίζεται αυτόματα από το λογισμικό.
- b) Τα φορτία που δρουν στο κατάστρωμα και παραλαμβάνονται επομένως από τις διαδοκίδες, μετασχηματίστηκαν σε ισοδύναμα γραμμικά φορτία (βάσει της επιφάνειας επιρροής) που δρουν απευθείας στις διαδοκίδες.
- c) Τα φορτία των θερμοκρασιακών μεταβολών εισάγονται ως γραμμικά φορτία (Line Load) επιλέγοντας κατά την εισαγωγή τους class: Temperature και στο type τον αντίστοιχο τύπο θερμοκρασιακής φόρτισης.
- d) Το εγκάρσιο (κατά y) φορτίο ανέμου, μετασχηματίστηκε σε ισοδύναμο γραμμικό φορτίο που ασκείται στα μέλη της δικτυωτής δοκού ανάλογα με το εμβαδόν καθενός. Το κατακόρυφο φορτίο, ασκείται στο κατάστρωμα και εισάγεται με τον τρόπο που αναφέρεται στο b.
- e) Η σεισμική φόρτιση υπολογίζεται όπως αναφέρεται στο κεφάλαιο 3.3.4.

6 Στατική ανάλυση και έλεγχος του φορέα

6.1 Γενικά

Με βάση την ανάλυση των απαιτούμενων συνδυασμών φορτίσεων όπως προέκυψαν με χρήση του λογισμικού Sofistik, πραγματοποιείται ο έλεγχος στατικής και λειτουργικής επάρκειας του φορέα.

Ακολουθούν οι έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας των δομικών στοιχείων του φορέα.

6.2 Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ)

Υπενθυμίζεται ότι όλα τα μέλη του φορέα αποτελούνται από χάλυβα ποιότητας S355 με όριο διαρροής $f_y = 355 \text{ Mpa}$.

Οι συνδυασμοί φορτίσεων που λαμβάνονται υπόψη για την ανάλυση της Ο.Κ.Α. είναι οι παρακάτω:

1. $1.35 \cdot G + 1.35 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.3 \cdot W$ (κατάσταση διαρκείας ή παροδική)
2. $1.35 \cdot G + 1.35 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T$ (κατάσταση διαρκείας ή παροδική)
3. $G + 0.2 \cdot Q + A + 0.5 \cdot T$ (κατάσταση σεισμού)

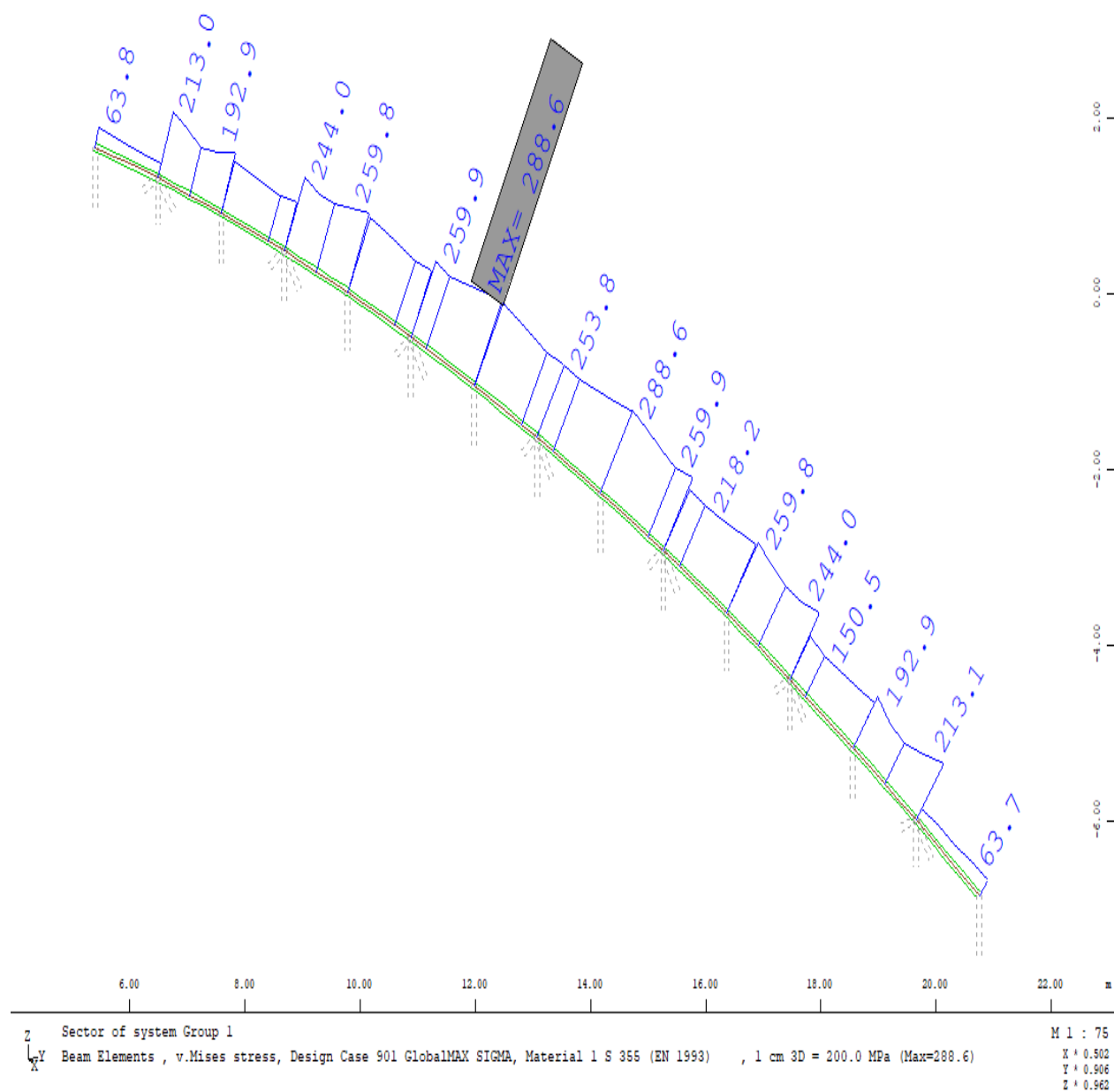
6.2.1 Κύρια δοκός

Στα μέλη που αποτελούν την κύρια δοκό κυριαρχεί, όπως είναι φυσικά αναμενόμενο ως μέλη δικτυώματος, η ορθή καταπόνηση. Ακολουθεί ο ελαστικός έλεγχός τους σε επίπεδο τάσεων, ο οποίος για λόγους πληρότητας πραγματοποιείται βάσει του κριτηρίου Von Mises, το οποίο συνδυάζει ορθές και διατμητικές τάσεις (αν και πρακτικά η διαφορά του από έλεγχο σε ορθή τάση μόνο είναι ασήμαντη) και στον οποίο απαιτείται οι μέγιστες τάσεις να μην ξεπερνούν το όριο διαρροής.

6.2.1.1 Άνω πέλμα

Η δυσμενέστερη φόρτιση προκύπτει από τον συνδυασμό :

$$1.35 \cdot G + 1.35 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.3 \cdot W$$

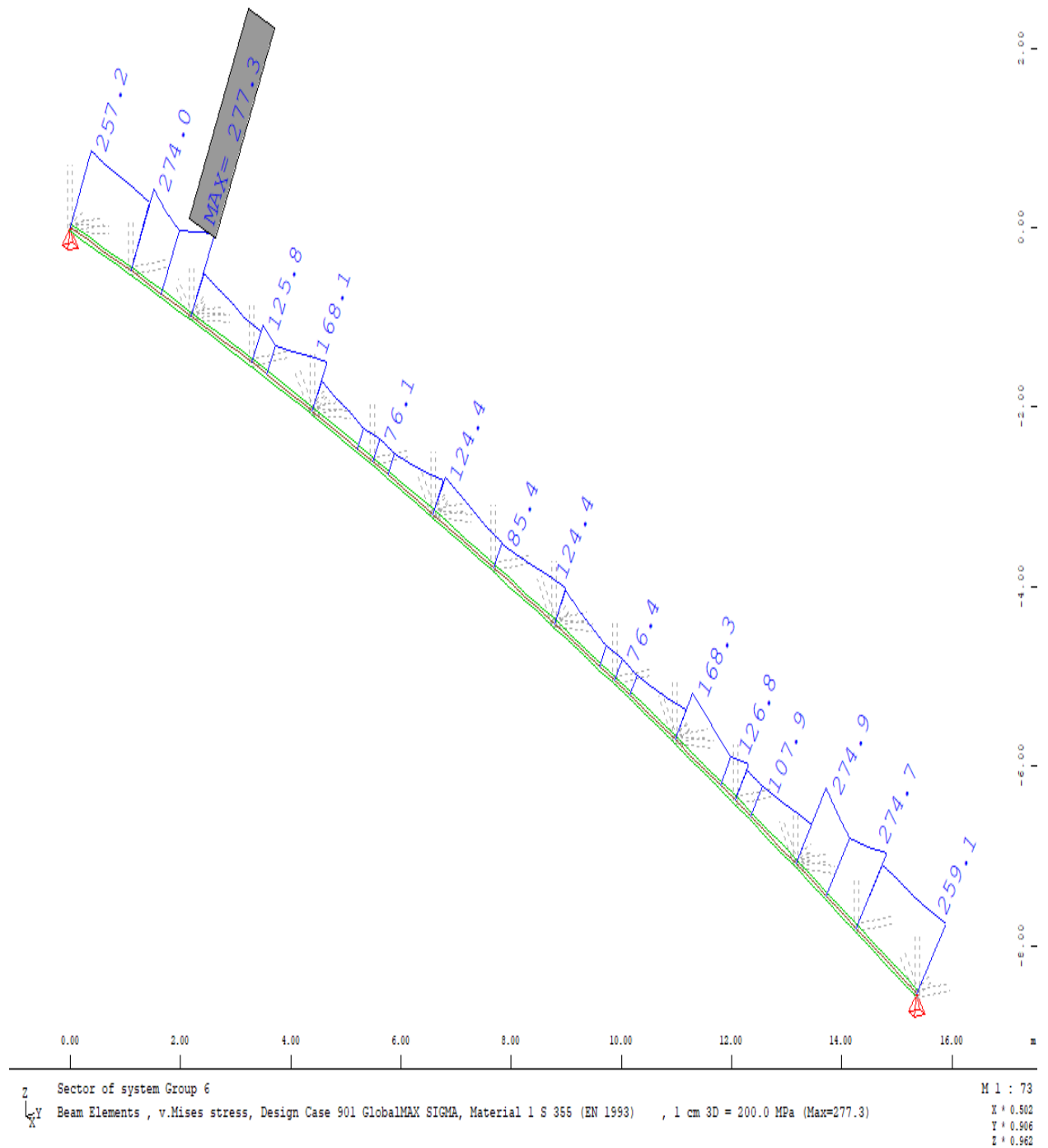


Σχήμα 6.1 – Περιβάλλουσα τάσεων Von Mises άνω πέλματος

6.2.1.2 Κάτω πέλμα

Η δυσμενέστερη φόρτιση προκύπτει από τον συνδυασμό :

$$1.35 \cdot G + 1.35 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T$$

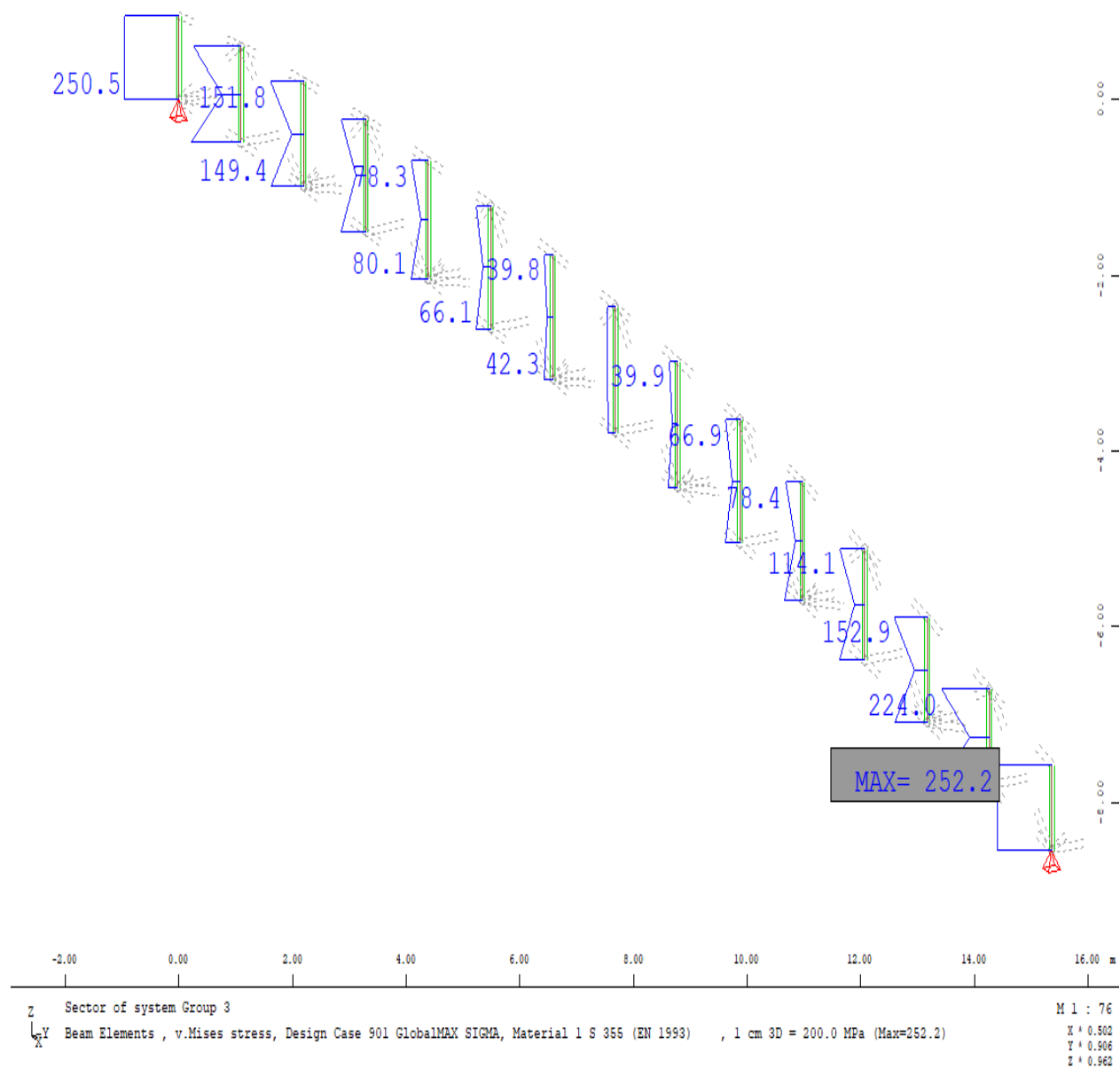


Σχήμα 6.2 – Περιβάλλουσα τάσεων Von Mises κάτω πέλματος

6.2.1.3 Ορθοστάτες

Η δυσμενέστερη φόρτιση προκύπτει από τον συνδυασμό :

$$1.35 \cdot G + 1.35 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T$$

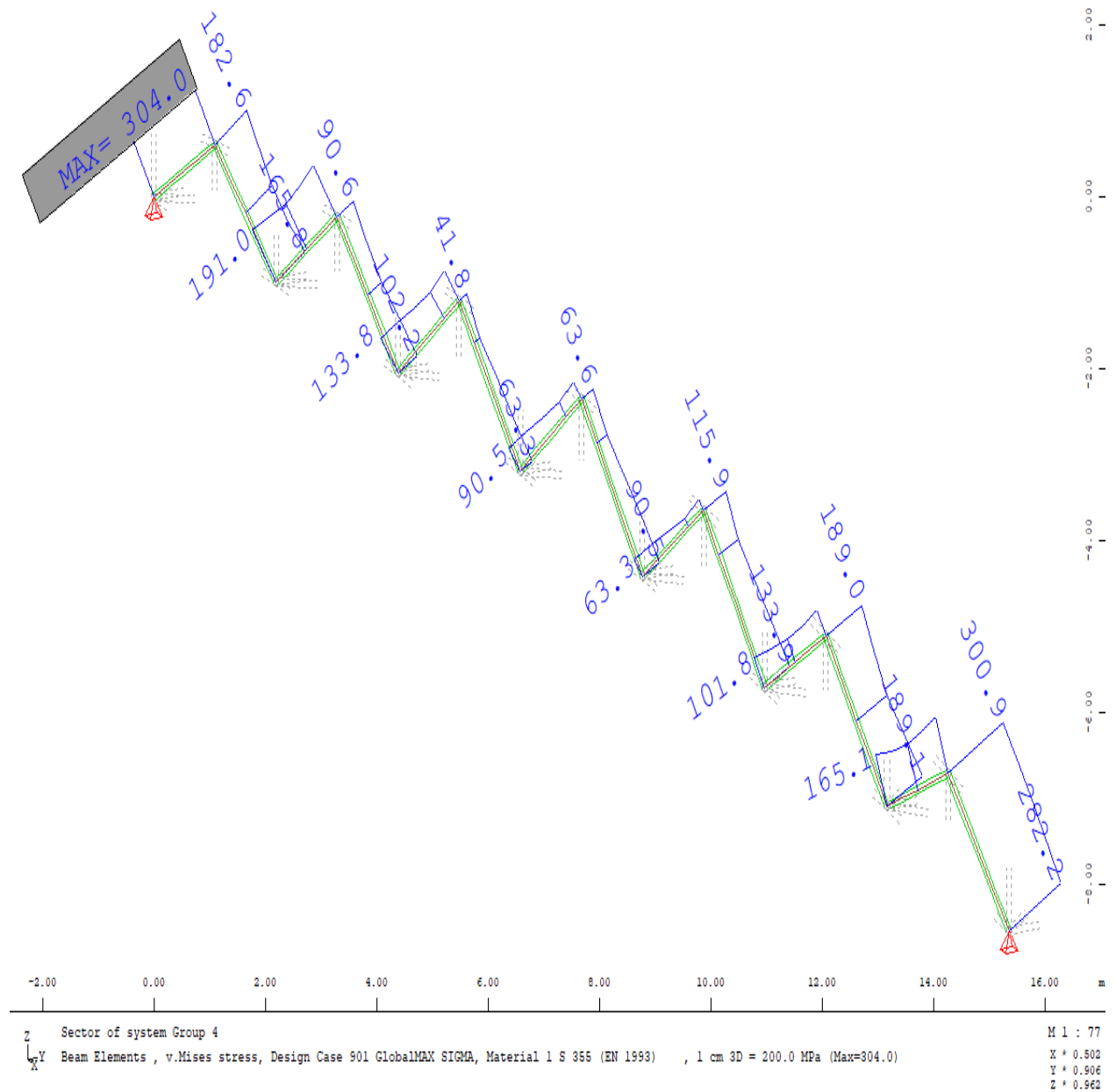


Σχήμα 6.3 – Περιβάλλουσα τάσεων Von Mises ορθοστατών

6.2.1.4 Διαγώνια μέλη

Η δυσμενέστερη φόρτιση προκύπτει από τον συνδυασμό :

$$1.35 \cdot G + 1.35 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T$$



Σχήμα 6.4 – Περιβάλλουσα τάσεων Von Mises διαγώνιων μελών

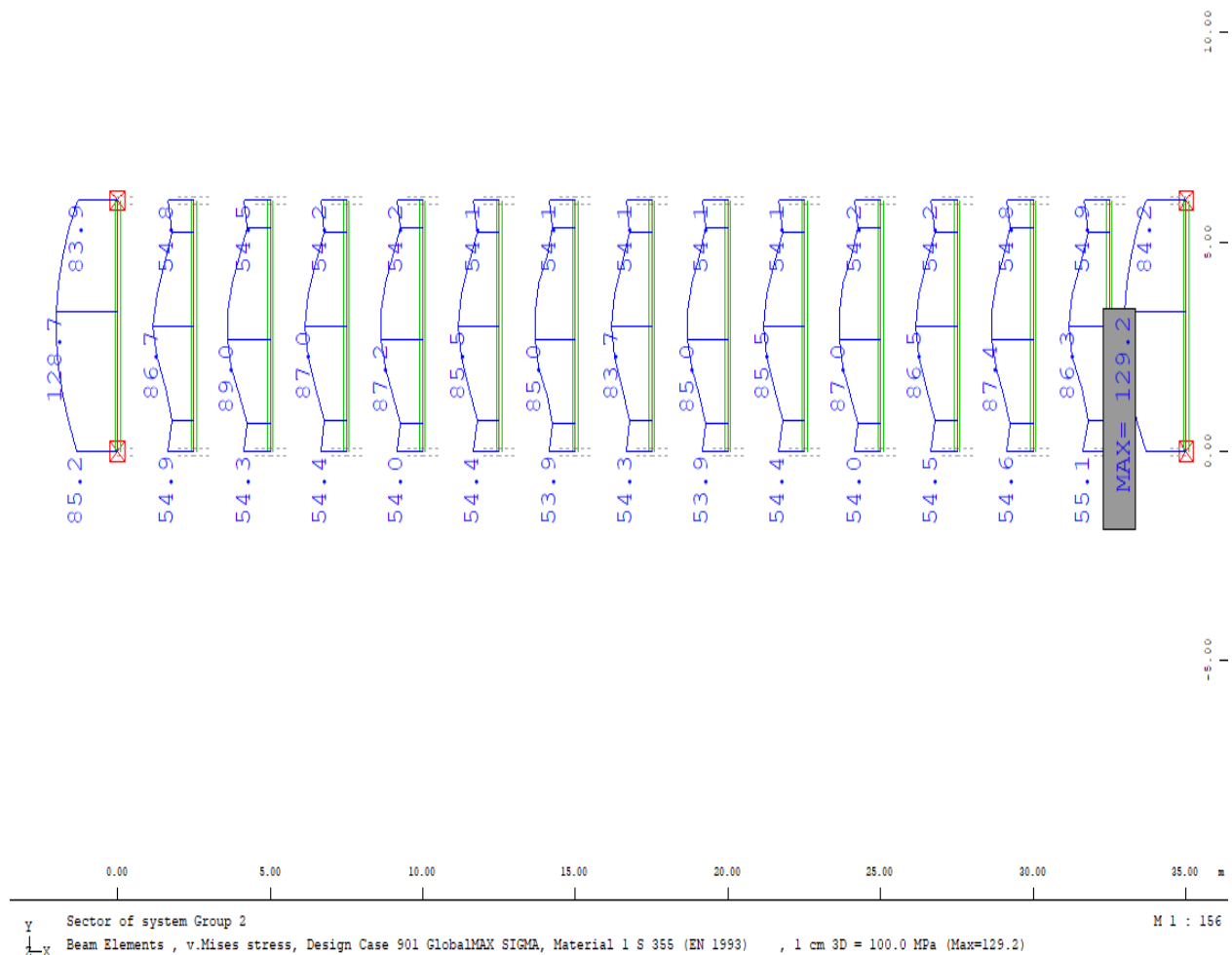
6.2.2 Διαδοκίδες

Η καταπόνηση των διαδοκίδων είναι κατά κύριο λόγο καμπτική. Εκτός από τον έλεγχο τους σε επίπεδο τάσεων, πραγματοποιείται και έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

6.2.2.1 Ελαστικός έλεγχος τάσεων

Η δυσμενέστερη φόρτιση προκύπτει από τον συνδυασμό :

$$1.35 \cdot G + 1.35 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T$$



Σχήμα 6.5 – Περιβάλλουσα τάσεων Von Mises διαδοκίδων

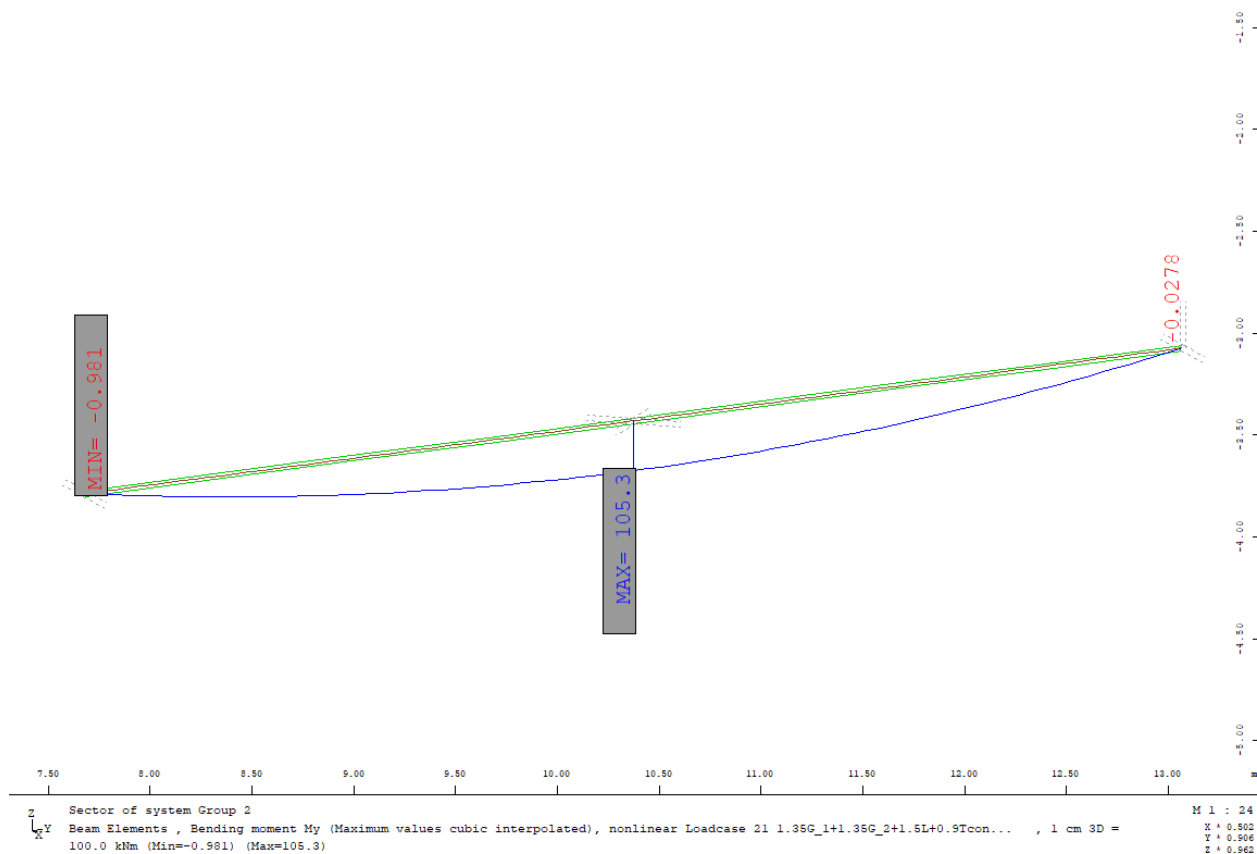
6.2.2.2 Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Η διατομή της διαδοκίδας είναι HEA 300 και έχει τα εξής χαρακτηριστικά:

- $I_y = 18260 \text{ cm}^4$
- $W_{el,y} = 1260 \text{ cm}^3$
- $I_z = 6310 \text{ cm}^4$
- $W_{el,z} = 420.6 \text{ cm}^3$
- $I_t = 85.17 \text{ cm}^4$
- $I_w = 1.2 \text{ cm}^6$
- Κατηγορία 3

Η μέγιστη ροπή (M_{Ed}) που καταπονείται η διαδοκίδα προκύπτει (για τη μεσαία διαδοκίδα) από το συνδυασμό :

- $1.35 \cdot G + 1.35 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T$



Σχήμα 6.6 – Ροπή κάμψης μεσαίας διαδοκίδας ($1.35 \cdot G + 1.35 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T$)

Με βάση τον EN1993-1-1 §6.3.2.2 ο υπολογισμός της αντοχής έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού γίνεται ως ακολούθως:

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} \quad (6.1)$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot f_y \cdot W_y}{\gamma_{M1}} \quad (6.2)$$

Πίνακας 6.2 – Ροπή αντίστασης / κατηγορία διατομής

Κατηγορία	1 ή 2	3	4
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$

Μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1.0 \quad (6.3)$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (6.4)$$

Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad (6.5)$$

Ο συντελεστής ατελειών α_{LT} που αντιστοιχεί στην ανάλογη καμπύλη λυγισμού λαμβάνεται από τους ακόλουθους πίνακες:

Πίνακας 6.3 – Συντελεστής ατελειών (EN1993-1-1 Πίν. 6.3)

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Πίνακας 6.4 – Επιλογή καμπύλης λυγισμού (EN1993-1-1 Πίν. 6.4)

Διατομή	Όρια	Καμπύλη λυγισμού
Ελατές διατομές I	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Συγκολλητές διατομές I	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Άλλες διατομές	-	d

Η κρίσιμη ελαστική ροπή για διατομές με δύο άξονες συμμετρίας ($z_j = 0$) δίνεται, σύμφωνα με τον ENV1993-1-1/1992 Παράρτημα F, από τη σχέση:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_t} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g)^2 \right]^{0.5} - C_2 \cdot z_g \right\} \quad (6.6)$$

από την οποία προκύπτει :

$$M_{cr} = 355.6 \text{ kNm}$$

για







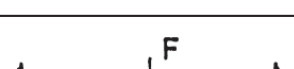
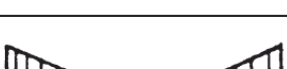
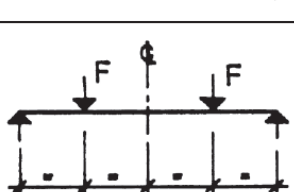
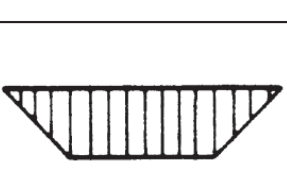
$$k = 1 \quad (\text{απλές συνθήκες στήριξης})$$

$$k_w = 1 \quad (\text{απλές συνθήκες στήριξης})$$

$$z_g = 29\text{cm}/2 = 14.5\text{cm} \quad (\text{απόσταση κέντρου εφαρμογής της δύναμης από το κέντρο διάτμησης})$$

και οι συντελεστές C_1 , C_2 προκύπτουν από τον πίνακα 6.5 για το αντίστοιχο διάγραμμα ροπών κάμψης:

Πίνακας 6.5 – Τιμές συντελεστών C_1 , C_2 και C_3 (ENV1993-1-1/1992 Πίν. F.1.2)

Συνθήκες φόρτισης και στήριξης	Διάγραμμα ροπών κάμψης	Συντελεστής k	Συντελεστής		
			C_1	C_2	C_3
		1,0 0,5	1,132 0,972	0,459 0,304	0,525 0,980
		1,0 0,5	1,285 0,712	1,562 0,652	0,753 1,070
		1,0 0,5	1,365 1,070	0,553 0,432	1,730 3,050
		1,0 0,5	1,565 0,938	1,267 0,715	2,640 4,800
		1,0 0,5	1,046 1,010	0,430 0,410	1,120 1,890

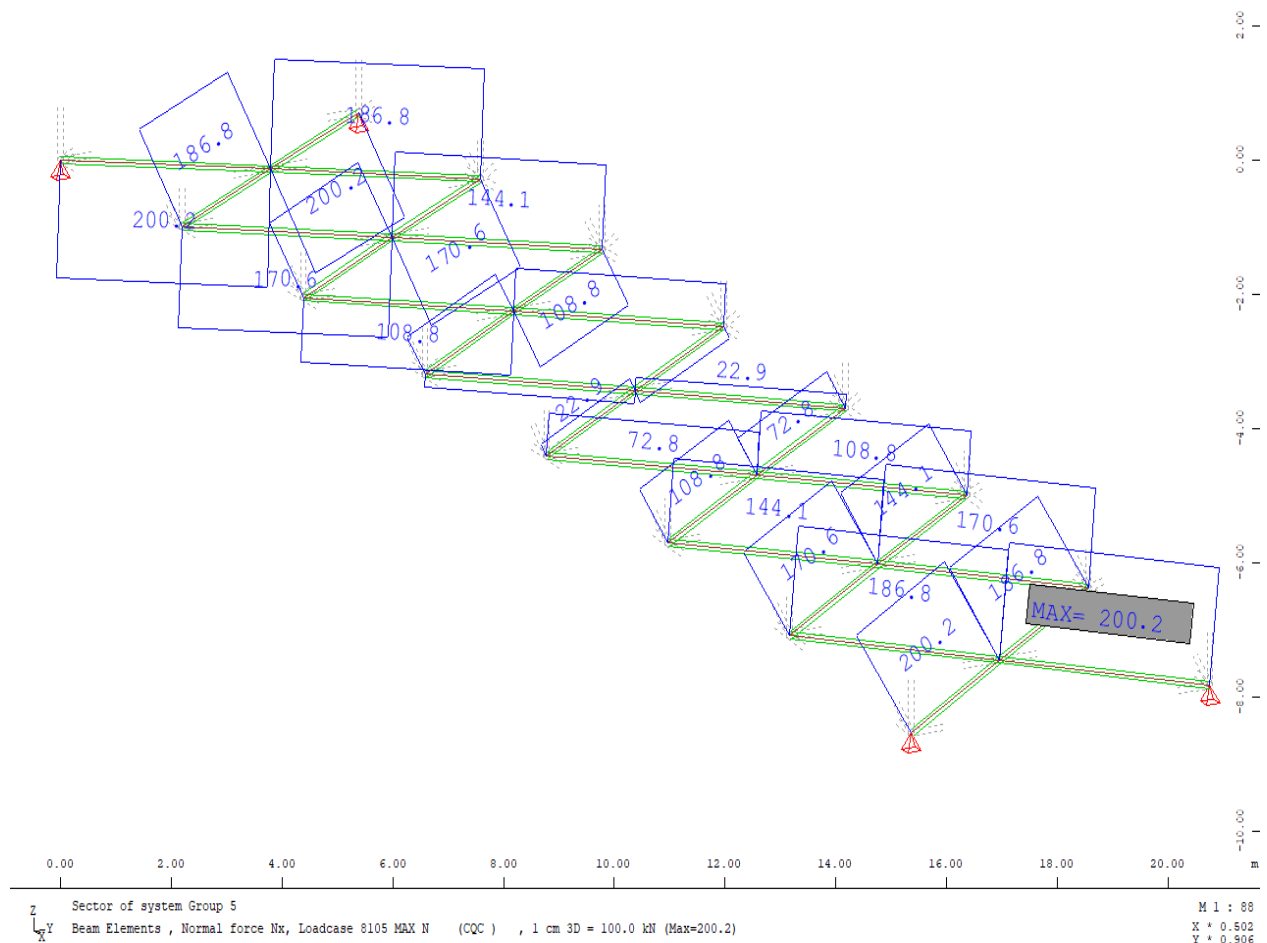
Επομένως, από τις προηγούμενες σχέσεις προκύπτει:

- $\bar{\lambda}_{LT} = 1.12$
- $\Phi_{LT} = 1.22$
- $\chi_{LT} = 0.587$ και τελικά
- $M_{b,Rd} = 238.7 \text{ kNm} \leq M_{Ed} = 105.3 \text{ kNm}$

6.2.3 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Η δυσμενέστερη φόρτιση προκύπτει για το σεισμικό συνδυασμό:

$$G + 0.2 \cdot Q + A + 0.5 \cdot T$$



Σχήμα 6.7 – Μέγιστη αξονική δύναμη οριζόντιων συνδέσμων (MAX N CQC)

Ο έλεγχος του οριζόντιου συνδέσμου, γίνεται με την συντηρητική υπόθεση ότι το θλιβόμενο μέλος του χιαστί συνδέσμου έχει λυγίσει και το εφελκυσμένο καλείται να παραλάβει τη διπλάσια δύναμη. Επομένως:

$$N_{Rd} = 2 \cdot 200.2 \text{ kN} = 400.4 \text{ kN}$$

Ο κάθε οριζόντιος σύνδεσμος συνδέεται στο κάθε άκρο με τη διαδοκίδα μέσω 2 κοχλιών.

Ο έλεγχος τους γίνεται όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα για:

$$2 \text{ κοχλίες M14 8.8: } d_0 = d + 1 \text{ mm} = 14 \text{ mm} + 1 \text{ mm} = 15 \text{ mm}$$

$$p_1 = 80 \text{ mm} > 5 \cdot d_0 = 5 \cdot 15 \text{ mm} = 75 \text{ mm}$$

$$\beta_2 = 0.7$$

$$A_{net} = A - d_0 \cdot t = 16.6 \text{ cm}^2 - 1.5 \text{ cm} \cdot 1 \text{ cm} = 15.1 \text{ cm}^2$$

$$N_{u, Rd} = \beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2} = 0.7 \cdot 15.1 \cdot 51 / 1.25 = 431.3 \text{ kN} > N_{Rd} = 400.4 \text{ kN}$$

Πίνακας 6.5 – Εφελκυσμός γωνιακών συνδεόμενων με το ένα σκέλος τους (EN1993-1-8 §3.10.3)

Αριθμός κοχλιών	1	2	≥ 3
$N_{u,Rd}$	$\frac{2,0 \cdot (e_2 - 0,5 \cdot d_0) \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$	$\frac{\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$	$\frac{\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$

p_1	$\leq 2,5 \cdot d_0$	$\geq 5,0 \cdot d_0$
2 κοχλίες β_2	0,4	0,7
≥ 3 κοχλίες β_3	0,5	0,7

Για $2,5 \cdot d_0 \leq p_1 \leq 5,0 \cdot d_0$, πραγματοποιείται γραμμική παρεμβολή

d_0

(a)

e_1 p_1

e_1 p_1 p_1

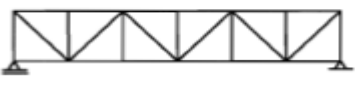

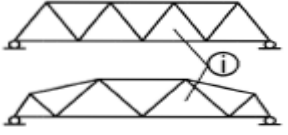
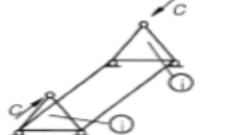
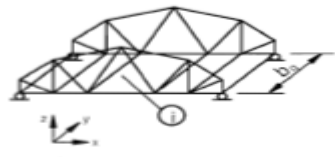
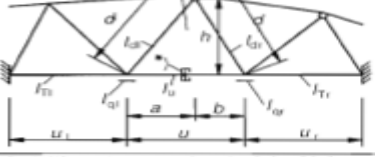
6.2.4 Έλεγχος λυγισμού δικτυωτής δοκού

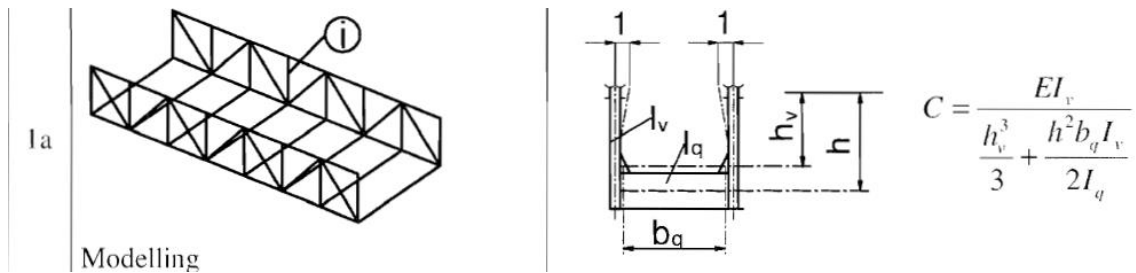
Είναι απαραίτητο να ελεγχθεί και το άνω πέλμα της δικτυωτής δοκού έναντι λυγισμού. Ο έλεγχος αυτός μπορεί να γίνει με τη βοήθεια του λογισμικού ή αναλυτικότερα βάσει του EC3. Ακολουθεί ο έλεγχος βάσει του EN1993.2.2006 – Annex D, στον οποίο, προς χάριν απλότητας των υπολογισμών έχει αγνοηθεί η ύπαρξη οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας. Έπειτα ακολουθεί η ανάλυση βάσει του λογισμικού στο απλοποιημένο μοντέλο, αλλά και στον πραγματικό φορέα.

Ακαμψία ενδιάμεσων ημιπλαισίων

Από τον ακόλουθο πίνακα του EN1993.2.2006 Annex D, γίνεται η επιλογή του κατάλληλου μοντέλου.

Πίνακας 6.6 – Πλευρική ακαμψία C_d εγκάρσιων συνδέσμων (Table D.3)

1	2
 <p>Example of truss bridges with posts</p>	 $C = \frac{EI_y}{\frac{h_t^3}{3} + \frac{h^2 b_q I_y}{2I_o}}$
 <p>Example of truss bridges without posts</p>	 <p>2D U-frame in truss bridges without posts</p>
 <p>Modelling</p>	 <p>Modelling: bottom chord of the U-frame with \overline{EI}_y flexural stiffness EI_y only, adjacent bottom chords with torsional stiffness GI_T (\overline{GI}_T)</p> <p>^{c)} torsional hinge</p>
<p>2b</p>	<p>spring stiffness $C = \frac{A+B-2D}{AB-D^2} EI_y$</p>
<p>2c</p>	$A = \frac{h^2 I_y}{n_c} + \frac{d_c^3 I_y}{3I_{qr}} + \frac{a^2 u}{3} \quad n_c = \frac{2}{b_q} I_{qr} + \frac{GI_{Tc}}{Eu_c}$ $B = \frac{h^2 I_y}{n_r} + \frac{d_r^3 I_y}{3I_{qr}} + \frac{b^2 u}{3} \quad n_r = \frac{2}{b_q} I_{qr} + \frac{GI_{Tr}}{Eu_r}$ $D = \frac{1}{6} abu$
<p>The length d_c, d_r, a, b, u and b_q may be reduced in case of rigid ends. u_c and u_r may be reduced in case of end that are torsionally rigid. EI_{dc}, EI_{dr}, EI_o = bending stiffness of diagonals and bottom chords for out-of-plane bending EI_{qr}, EI_{qr} = bending stiffness of the crossbeam GI_{Tc}, GI_{Tr} = St. Venant torsional stiffness of the adjacent chords</p>	



Σχήμα 6.7 – 1a (Table D.3)

- $h_v = 120 \text{ cm}$
- $h = 135 \text{ cm}$
- $I_v = 2445 \text{ cm}^4$ (SHS 200x200x5)
- $I_q = 18240 \text{ cm}^4$ (HE 300 A)
- $b_q = 600 \text{ cm} - 20 \text{ cm} = 580 \text{ cm}$

$$C_d = \frac{E \cdot I_v}{\frac{h_v^3}{3} + \frac{h^2 \cdot b_q \cdot I_v}{2 I_q}} \quad (6.7)$$

από την οποία προκύπτει:

$$C_d = 39.97 \text{ kN/cm}$$

$$c = \frac{C_d}{l} = \frac{39.97}{250} = 0.16 \text{ kN/cm}^2$$

όπου l η απόσταση μεταξύ των ημιπλαισίων

$$\gamma = \frac{c \cdot L^4}{E \cdot I_{z,f}} = \frac{0.16 \cdot 3500^4}{21000 \cdot 15520} = 73668$$

όπου $I_{z,f}$ η ροπή αδρανείας του άνω πέλματος ως προς τον ασθενή άξονα

$$m = \frac{2}{\pi^2} \cdot \sqrt{\gamma} = 55$$

$$N_E = \pi^2 \cdot \frac{E \cdot I_{z,f}}{L^2} = 262.6 \text{ kN}$$

$$N_{crit} = m \cdot N_E = 55 \cdot 262.6 \text{ kN} = 14443 \text{ kN}$$

Έλεγχος Επάρκειας

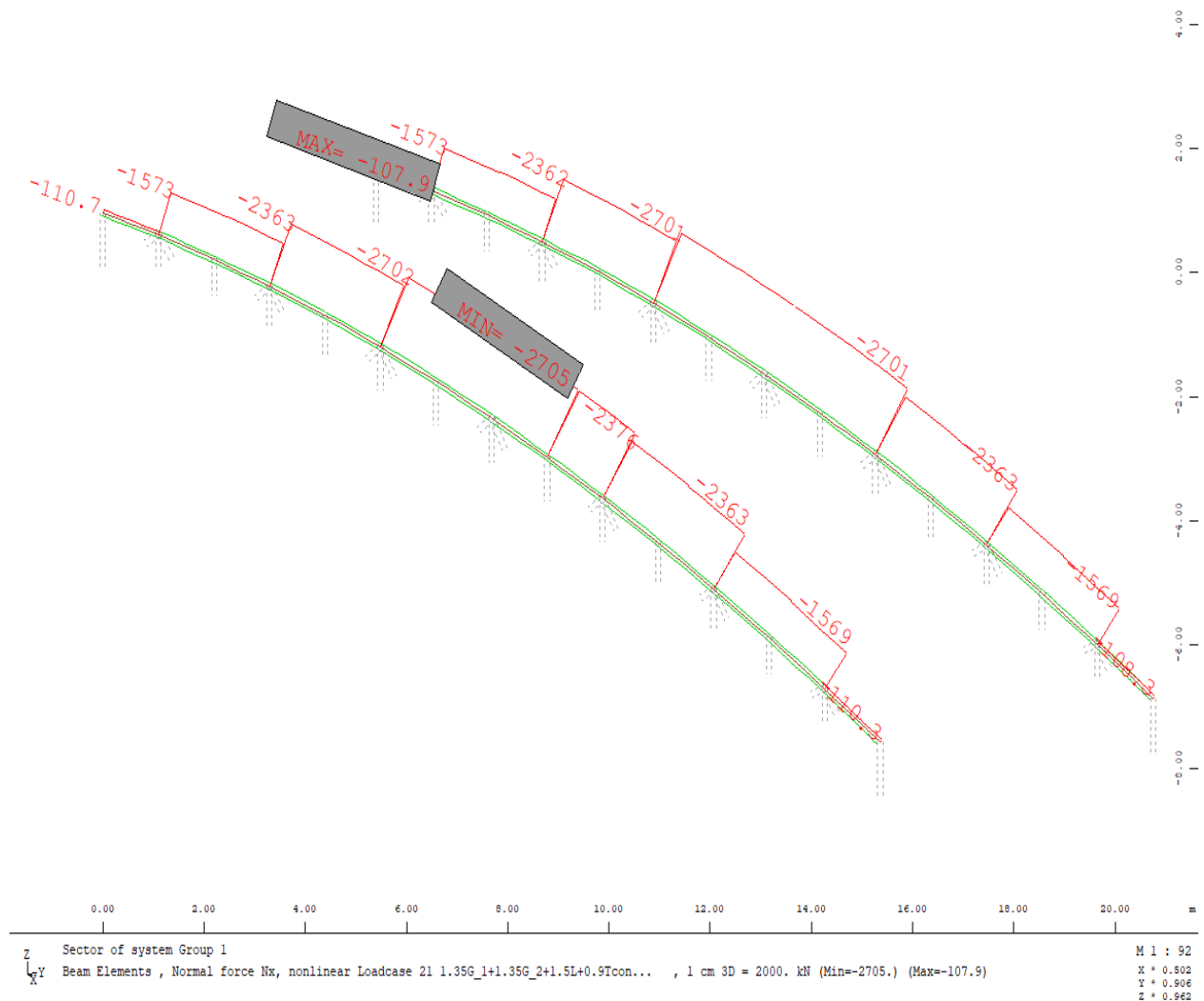
Η ανηγμένη λυγηρότητα είναι:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_A \cdot A_f \cdot f_y}{N_{crit}}} = \sqrt{\frac{1 \cdot 112.6 \cdot 35.5}{14443}} = 0.526 > 0.4$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.4) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.652$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0.964$$

$$N_{Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_A \cdot A_f \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 3503 \text{ kN} > N_{Ed} = 2705 \text{ kN}$$



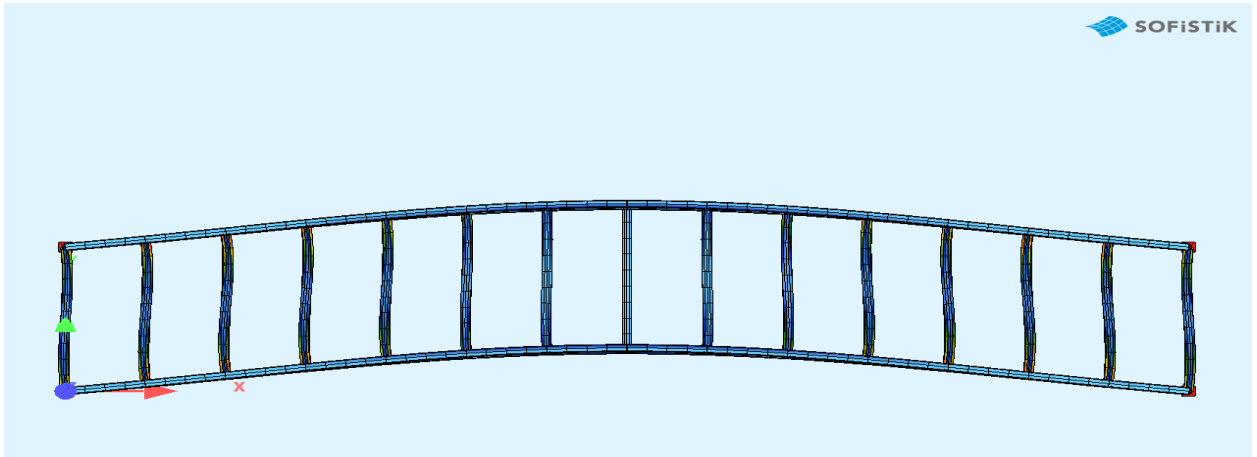
Σχήμα 6.8 – Μέγιστη αξονική δύναμη άνω πέλματος $1.35 \cdot G + 1.35 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.6 \cdot (T_{con} + 0.75 \cdot T_{cool})$

Ανάλυση με χρήση του λογισμικού Sofistik

Με χρήση του υποπρογράμματος *Buckling Eigenvalues*, μετά από δοκιμές για τους διάφορους συνδυασμούς φορτίσεων προκύπτει ο ελάχιστος συντελεστής λυγισμού (buckling factor) για το συνδυασμό:

$$1.35 \cdot G + 1.35 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.6 \cdot (T_{exp} + 0.75 \cdot T_{heat})$$

$$a_{crit}=2.05$$



Σχήμα 6.9 - πρώτη ιδιομορφή λυγισμού – χωρίς οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας

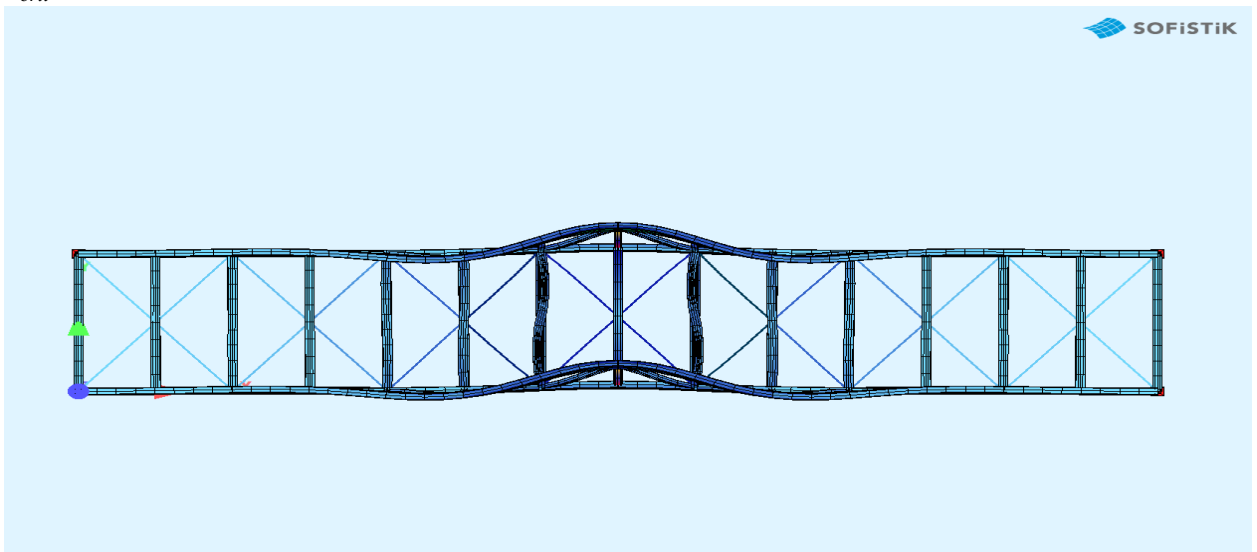
Για τον παραπάνω συνδυασμό η μέγιστη αξονική είναι:

$$N_{Ed} = 2199 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} / N_{Ed} = 3503 / 2199 = 1.59$$

Παρατηρούμε ότι ο έλεγχος με βάση τον EC3 είναι συντηρητικότερος. Με την προσθήκη των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας προκύπτει:

$$a_{crit} = 10.62$$



Σχήμα 6.10 – πρώτη ιδιομορφή λυγισμού – με οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας

Όπως είναι αναμενόμενο οι οριζόντιοι σύνδεσμοι ενισχύουν σημαντικά την αντοχή της γέφυρας έναντι λυγισμού.

6.3 Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

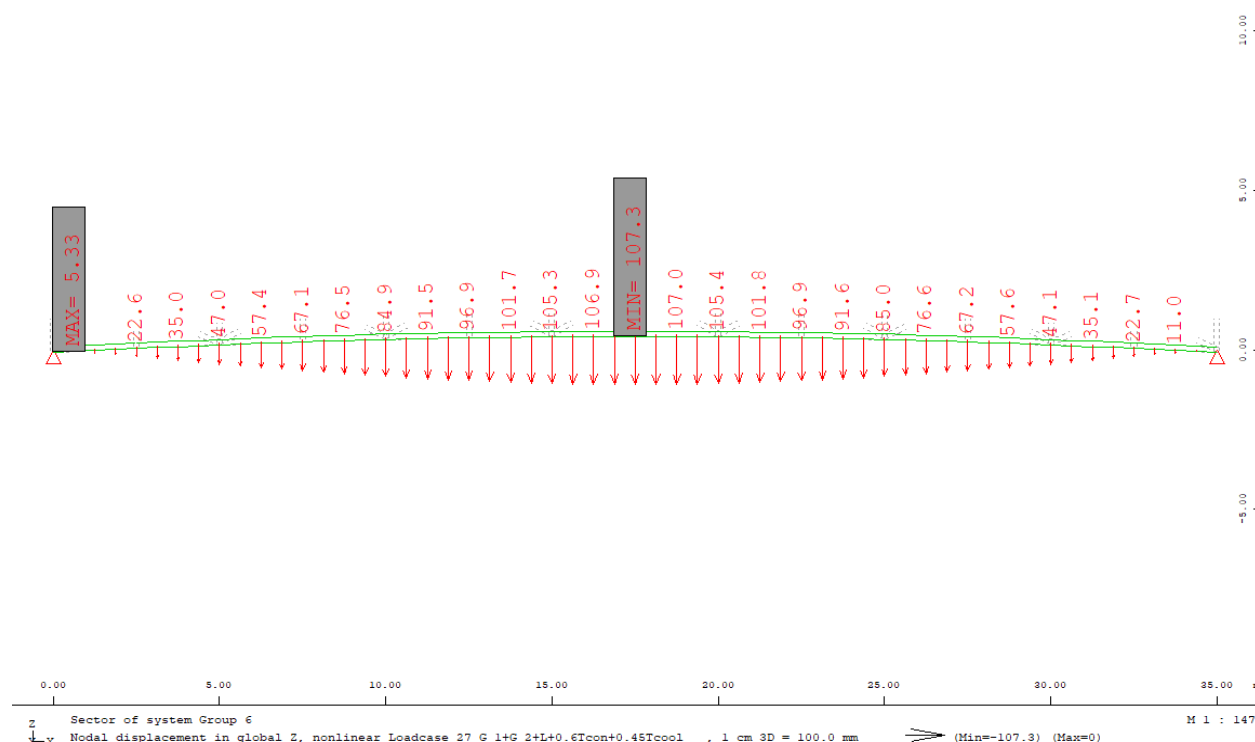
Για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, υπολογίστικαν με χρήση του λογισμικού, τα βέλη των κύριων δοκών και των διαδοκίδων για τους διάφορους συνδυασμούς φορτίσεων. Οι συνδυασμοί που χρησιμοποιήθηκαν είναι:

- | | |
|--|-------------------|
| 1. $1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q$ | (χαρακτηριστικός) |
| 2. $1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q + 0.6 \cdot T$ | (χαρακτηριστικός) |
| 3. $1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q + 0.3 \cdot W$ | (συχνός) |
| 4. $1.00 \cdot G + 0.4 \cdot Q + 0.5 \cdot T$ | (συχνός) |
| 5. $1.00 \cdot G + 0.2 \cdot Q + 0.5 \cdot T$ | (οιονεί μόνιμος) |

6.3.1 Βέλη κύριας δοκού

Τα μέγιστα βέλη προκύπτουν από τον συνδυασμό:

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q + 0.6 \cdot (T_{con} + 0.75 \cdot T_{cool})$$



Σχήμα 6.11 – Μέγιστα βέλη κύριας δοκού

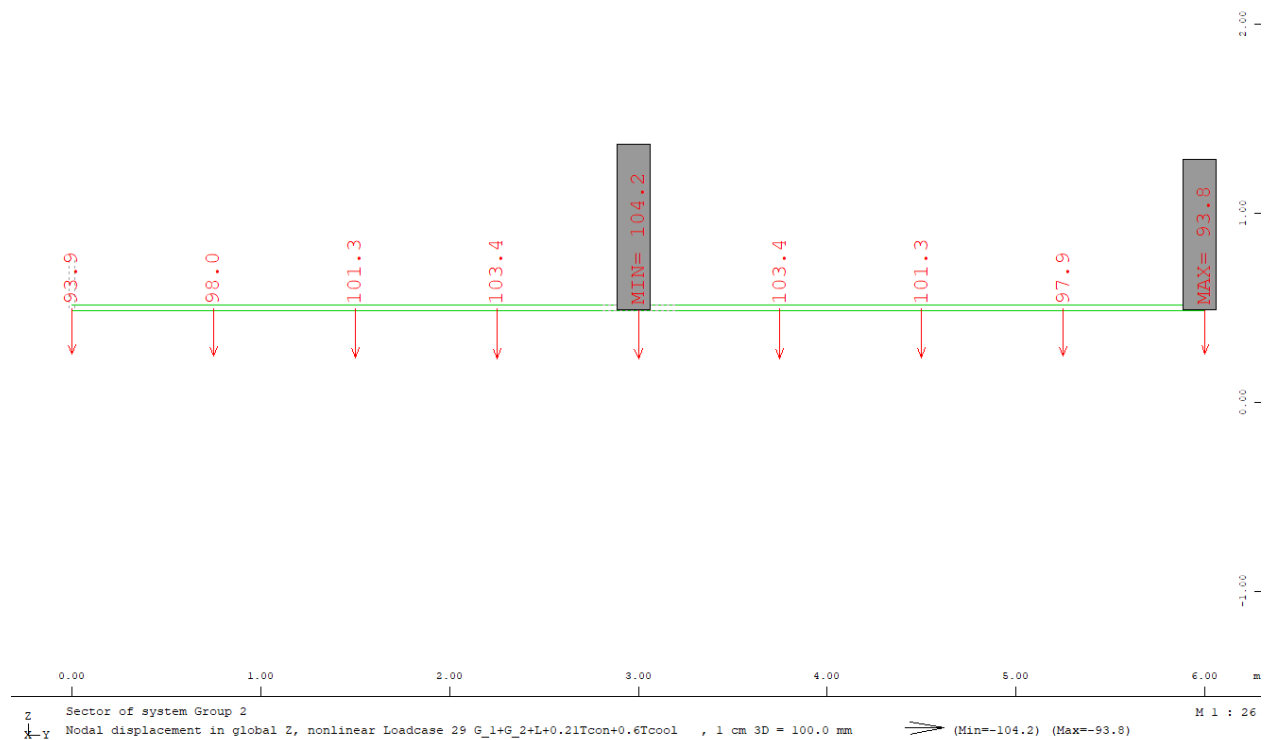
$$\delta_{max} = 107.3 \text{ mm} = L/326 < L/250$$

6.3.2 Βέλη διαδοκίδας

Τα βέλη των διαδοκίδων υπολογίζονται από τη διαφορά των ολικών βελών της ακραίας διατομής (βέλος ίδιο με την κύρια δοκό) από την μεσαία διατομή.

Τα μέγιστα βέλη προκύπτουν από τον συνδυασμό:

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q + 0.6 \cdot (T_{exp} + 0.75 \cdot T_{heat})$$



Σχήμα 6.12 – Μέγιστα βέλη διαδοκίδας

$$\delta_{max} = 104.2 \text{ mm} - 93.8 \text{ mm} = 10.4 \text{ mm} = L/577 < L/250 \quad (L = 6000\text{mm})$$

7 Δυναμική απόκριση υπό φορτία πεζών

7.1 Γενικά

Οι δράσεις που ασκούνται από τους πεζούς στις πεζογέφυρες, μπορεί να προκαλέσουν φαινόμενα ταλαντώσεως. Στη γενική περίπτωση τα φαινόμενα αυτά δεν έχουν μεν δυσμενή επίπτωση στην κατασκευή, προκαλούν δε, μια αίσθηση ανησυχίας στον χρήστη η οποία δεν είναι επιθυμητή. Με την παρακάτω μεθοδολογία, την οποία έχει δημοσιοποιήσει το τεχνικό τμήμα του υπουργείου μεταφορών, οδικών δικτύων, γεφυρών και οδικής ασφάλειας (SETRA), εξετάζεται η εμφάνιση τέτοιων φαινομένων.

7.2 Μεθοδολογία SETRA

1) Κατηγοριοποίηση Πεζογέφυρας

Ορίζονται τέσσερις κατηγορίες, με μειούμενες απαιτήσεις δυναμικής συμπεριφοράς της πεζογέφυρας υπό φορτία πεζών :

Κατηγορία I: πεζογέφυρα σε αστική περιοχή που συνδέει περιοχές με υψηλή πυκνότητα πεζών (π.χ δίπλα σε σιδηροδρομικό σταθμό) ή που χρησιμοποιείται συχνά από πυκνά πλήθη, υποβαλλόμενη σε πολύ μεγάλη κυκλοφορία.

Κατηγορία II: πεζογέφυρα σε αστική περιοχή που συνδέει πυκνοκατοικημένες περιοχές, υποβαλλόμενη σε μεγάλη κυκλοφορία και μπορεί περιστασιακά να φορτιστεί καθ' όλη την επιφανειά της.

Κατηγορία III: πεζογέφυρα κανονικής χρήσεως, την οποία περιστασιακά διασχίζουν μεγάλες ομάδες πεζών αλλά ποτέ δεν θα φορτιστεί σε όλη την επιφάνειά της.

Κατηγορία IV: πεζογέφυρα που χρησιμοποιείται σπάνια, κατασκευασμένη για να συνδέει αραιοκατοικημένες περιοχές ή για τη διασφάλιση της συνέχειας δρόμου διέλευσης πεζών.

Η πεζογέφυρα της παρούσας μελέτης κατατάσσεται στην κατηγορία III.

2) Επίπεδο Άνεσης

Η παράμετρος που αποτελεί κριτήριο για τη δυναμική απόκριση μιας πεζογέφυρας είναι η επιτάχυνση, η οποία με τη σειρά της μεταφράζεται στο αίσθημα ασφάλειας και άνεσεως που αντιλαμβάνεται ο χρήστης. Μπορεί να είναι κατακόρυφη ή οριζόντια, ανάλογα με την εξεταζόμενη ιδιομορφή. Προς ικανοποίηση της απαίτησης αυτής, ορίζονται τρία εύρη επιταχύνσεων, με αυξανόμενα όρια αποδεκτής τιμής της επιτάχυνσης. Οι πεζογέφυρες που αναπτύσσουν επιταχύνσεις εκτός των ορίων αυτών δεν είναι αποδεκτές.

Εύρος 1 – Μέγιστη Άνεση: Οι επιταχύνσεις που αναπτύσσονται είναι πρακτικά ανεπαίσθητες στους χρήστες

Εύρος 2 – Μέση Άνεση: Οι επιταχύνσεις που αναπτύσσονται γίνονται οριακά αντιληπτές από τους χρήστες.

Εύρος 3 – Ελάχιστη Άνεση: Υπό σπάνιους συνδυασμούς φορτίσεων, αναπτύσσονται επιταχύνσεις οι οποίες γίνονται αντιληπτές από τους χρήστες χωρίς όμως να τους ανησυχούν.

Πίνακας 7.1 – Acceleration ranges (in m/s²) for vertical vibrations

Acceleration ranges	0	0.1	0.15	0.3	0.8
Range 1	Max				
Range 2			Mean		
Range 3				Min	
Range 4					

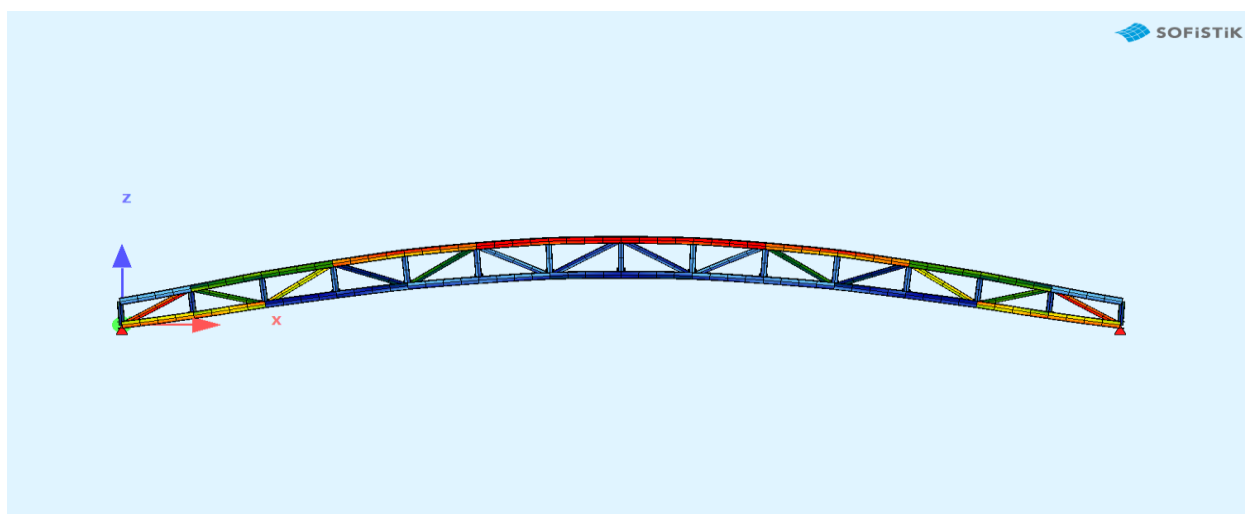
Πίνακας 7.1 – Acceleration ranges (in m/s²) for horizontal vibrations

Acceleration ranges	0	0.5	1	2.5
Range 1	Max			
Range 2		Mean		
Range 3			Min	
Range 4				

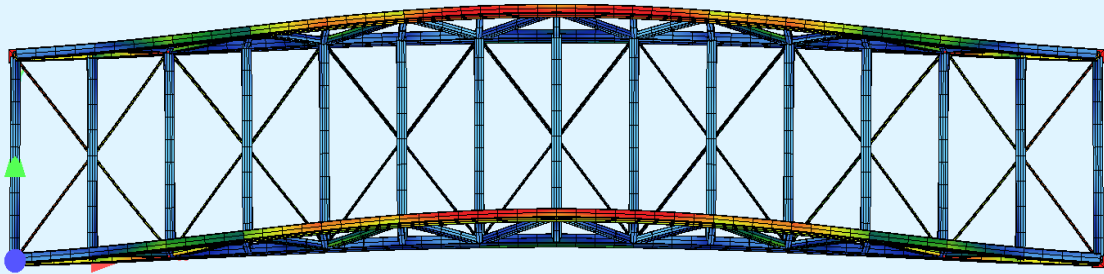
Η τιμή της επιτάχυνσης περιορίζεται σε κάθε περίπτωση στο 0.10 m/s² προς αποφυγή φαινομένων “lock in”.

3) Προσδιορισμός συχνοτήτων και έλεγχος απαίτησης ανάλυσης υπό δυναμική φορτίση

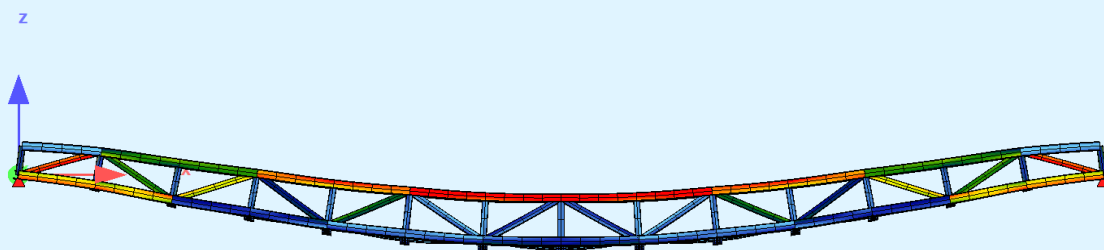
Οι ιδιοσυχνότητες της γέφυρας υπολογίζονται για α) άδεια γέφυρα και β) για φόρτιο 0.7 kN/m² στην επιφάνειά της.



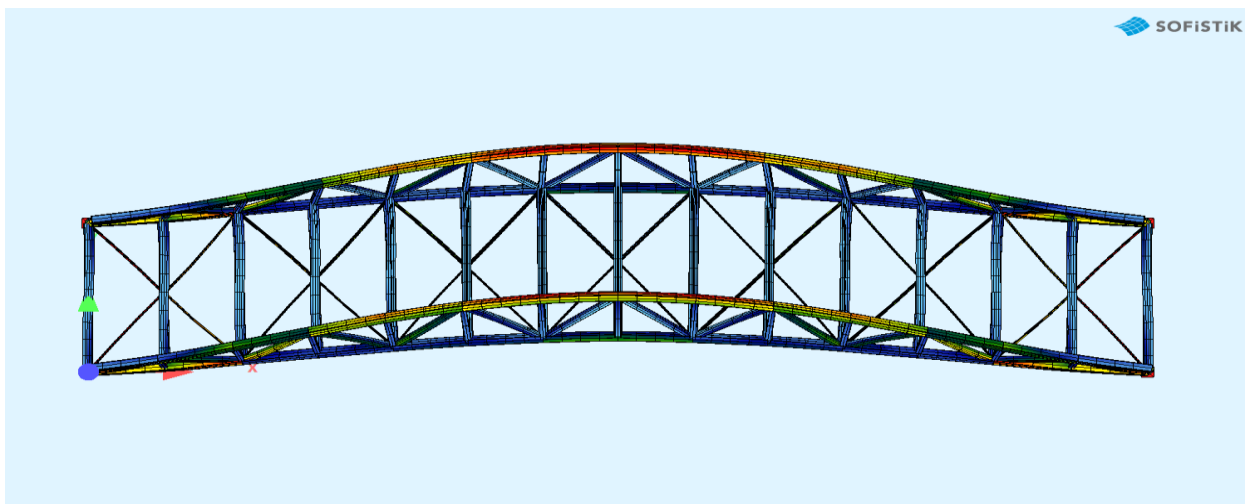
Σχήμα 7.1 - Άδεια γέφυρα (πλάγια όψη) – κατακόρυφη ιδιομορφή (συμμετοχή 78.4%) – 3.534 Hz



Σχήμα 7.2 - Άδεια γέφυρα (κάτοψη) – εγκάρσια οριζόντια ιδιομορφή (συμμετοχή 18.6%) – 4.354 Hz



Σχήμα 7.3 - Φορτισμένη γέφυρα (πλάγια όψη) – κατακόρυφη ιδιομορφή (συμμετοχή 75.8%) – 3.099 Hz:



Σχήμα 7.3 - Φορτισμένη γέφυρα (κάτοψη) – εγκάρσια οριζόντια ιδιομορφή (συμμετοχή 22%) – 4.030 Hz:

Για κάθε διεύθυνση, με βάση τα εύρη των ιδιοσυχνοτήτων, προσδιορίζεται ο κίνδυνος συντονισμού, όπως φαίνεται στους πίνακες 7.3 και 7.4:

- Range 1:** maximum risk of resonance.
- Range 2:** medium risk of resonance.
- Range 3:** low risk of resonance for standard loading situations.
- Range 4:** negligible risk of resonance.

Πίνακας 7.3 – Frequency ranges (Hz) of the vertical and longitudinal vibrations

Frequency	0	1	1.7	2.1	2.6	5
Range 1						
Range 2						
Range 3						
Range 4						

Πίνακας 7.4 – Frequency ranges (Hz) of the trasverse horizontal vibrations

Frequency	0	0.3	0.5	1.1	1.3	2.5
Range 1						
Range 2						
Range 3						
Range 4						

Για τις κατακόρυφες ιδιομορφές (3.099 & 3.534 Hz) ο κίνδυνος συντονισμού είναι μικρός (Range 3).

Για τις διαμήκειες ιδιομορφές ο κίνδυνος συντονισμού είναι αμελητέος (Range 4), καθώς οι αντίστοιχες ιδιομορφές είναι αρκετά μεγαλύτερες από 5 Hz.

Για τις εγκάρσιες οριζόντιες ιδιομορφές (4.030 & 4.354 Hz) ο κίνδυνος συντονισμού είναι αμελητέος (Range 4).

Επομένως, οι κατακόρυφες ιδιομορφές πρέπει να εξεταστούν αναλυτικότερα. Ανάλογα με την κατηγορία της γέφυρας και το εύρος των ιδιομορφών της, είναι απαραίτητο να γίνει δυναμική ανάλυση για όλες ή κάποιες από τις ακόλουθες περιπτώσεις φορτίσης:

Case 1: sparse and dense crowd

Case 2: very dense crowd

Case 3: complement for an evenly distributed crowd (2nd harmonic effect)

Πίνακας 7.5 – Verifications – load case under consideration

		Load cases to select for acceleration checks		
Traffic	Class	Natural frequency range		
		1	2	3
Sparse	III	Case 1	Nil	Nil
Dense	II		Case 1	Case 3
Very dense	I	Case 2	Case 2	Case 3

Case No. 1: Sparse and dense crowd

Case No. 2: Very dense crowd

Case No. 3: Crowd complement (2nd harmonic)

Η παρούσα γέφυρα κατατάσσεται στην κατηγορία III, κάτι που είναι εύλογο με βάση την αναμενόμενη χρήση της. Όπως φαίνεται από τον προηγούμενο πίνακα, για τον συγκεκριμένο συνδυασμό κατηγορίας και εύρους ιδιοσυχνότητων, δεν απαιτείται περαιτέρω δυναμική ανάλυση. Παρόλα αυτά θα γίνει ενδεικτικά, θεωρώντας την κατηγορίας II, για να εξεταστεί καλύτερα η δυναμική συμπεριφορά της.

Θα χρησιμοποιηθεί επομένως η τρίτη περίπτωση φόρτισης (case 3).

4) Ανάλυση δυναμικής φόρτισης

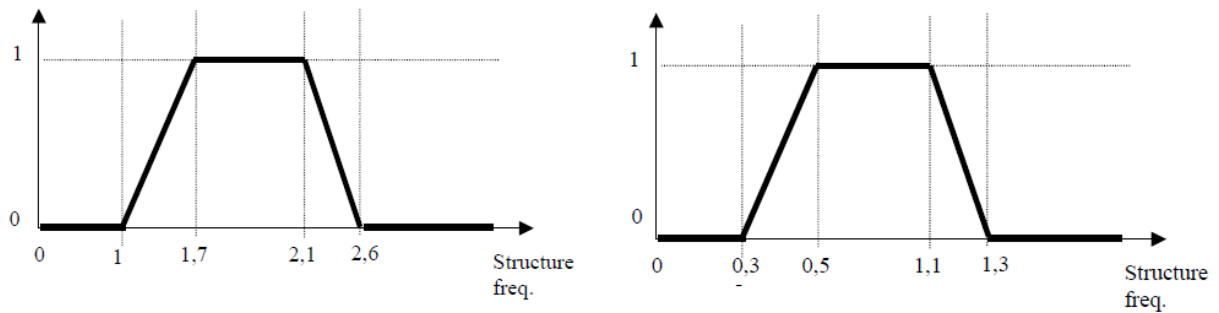
Για γέφυρα κατηγορίας II, η πυκνότητα των πεζών για τους σκοπούς της ανάλυσης λαμβάνεται:

$$d = 0.8 \text{ pedestrians/m}^2$$

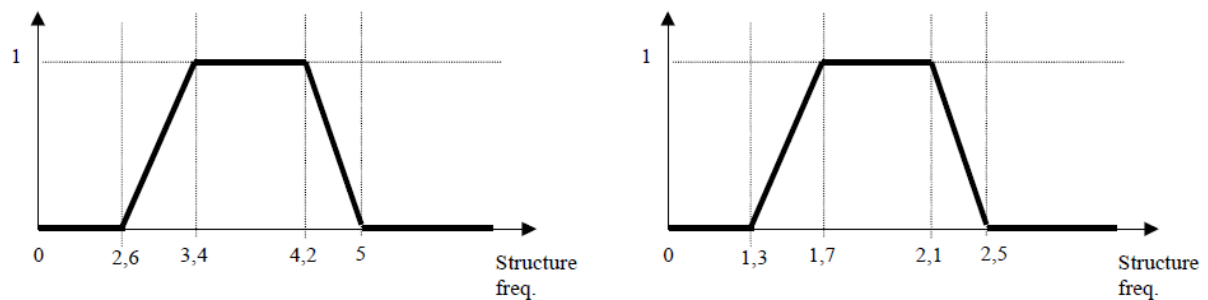
Το πλήθος αυτό κατανέμεται ομοιόμορφα στην επιφάνειες του καταστρώματος. Οι δυνάμεις που ασκεί ο κάθε πεζός είναι:

70N κατακόρυφα, 7N στην εγκάρσια διεύθυνση και 35N στη διαμήκη διεύθυνση.

Από τα σχήματα 7.1 και 7.2 προσδιορίζεται ο μειωτικός συντελεστής της δυναμικής φόρτισης ψ .



Σχήμα 7.1 – Factor ψ in the case of walking, for vertical and longitudinal vibrations on the left, and for lateral vibrations on the right



Σχήμα 7.2 – Factor ψ for the vertical vibrations on the left and the lateral vibrations on the right

- Για τις κατακόρυφες ιδιομορφές (3.099 & 3.534 Hz) λαμβάνεται η τιμή του $\psi = 1$, δηλαδή το φορτίο εφαρμόζεται χωρίς καθόλου απομείωση.
- Για τις εγκάρσιες ιδιομορφές (4.030 & 4.354 Hz) λαμβάνεται η τιμή του $\psi = 0$. Δεν απαιτείται επομένως δυναμική ανάλυση, όπως έχει αναφερθεί και παραπάνω.

Οι δυναμικοί υπολογισμοί γίνονται, λαμβάνοντας υπόψιν την απόσβεση, όπως εμφανίζεται παρακάτω:

Πίνακας 7.6 – Critical damping ratio to be taken into account

Type	Critical damping ratio
Reinforced concrete	1.3%
Pre-stressed concrete	1%
Mixed	0.6%
Steel	0.4%
Timber	1%

Για τις σιδηρές γέφυρες, ο συντελεστής απόσβεσης λαμβάνεται $\xi = 0.4\%$.

Το πλήθος θεωρείται ομοιόμορφα κατανεμημένο σε όλη την επιφάνεια του καταστρώματος. Επομένως, ο αριθμός των πεζών είναι:

$$N = d \cdot L \cdot b = 0.8 \cdot 35 \cdot 6 = \mathbf{168 \text{ pedestrians}}$$

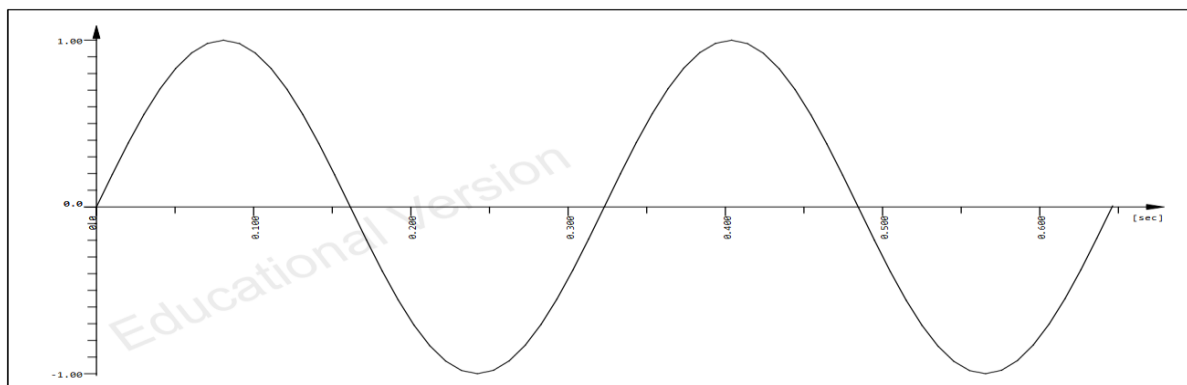
Ο ισοδύναμος αριθμός πεζών, δηλαδή ο αριθμός των πεζών που όταν βηματίζουν με την ίδια συχνότητα και φάση, προκαλούν την ίδια δυναμική φόρτιση με το σύνολο των πεζών που βηματίζουν τυχαία, είναι:

$$N_{eff} = 10.8 \cdot \sqrt{\xi \cdot N} = 10.8 \cdot \sqrt{0.004 \cdot 168} = \mathbf{8.85 \text{ pedestrians}}$$

Τελικά το κατακόρυφο φορτίο ανά μονάδα επιφανείας ως συνάρτηση του χρόνου υπολογίζεται:

$$\begin{aligned} q_v &= \psi \cdot d \cdot (70 \text{ N}) \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot f_v \cdot t) \cdot 10.8 \cdot \sqrt{\xi / N} \\ &= 1 \cdot 0.8 \cdot 70 \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot 3.099 \cdot t) \cdot 10.8 \cdot \sqrt{0.004 / 168} \\ &= 2.95 \cdot \cos(6.198 \cdot \pi \cdot t) \quad (\text{N/m}^2) \end{aligned}$$

Το φορτίο αυτό έχει εύρος 2.95 N/m^2 και η περιόδός του είναι 0.323 sec . Εφαρμόζεται ως συνημιτονοειδής φόρτιση με συχνότητα 3.099 Hz . Προσομοιώνεται με χρήση του task : Text Interface for Loads.



Σχήμα 7.3 – Συνημιτονοειδής συνάρτηση εφαρμογής φορτίου

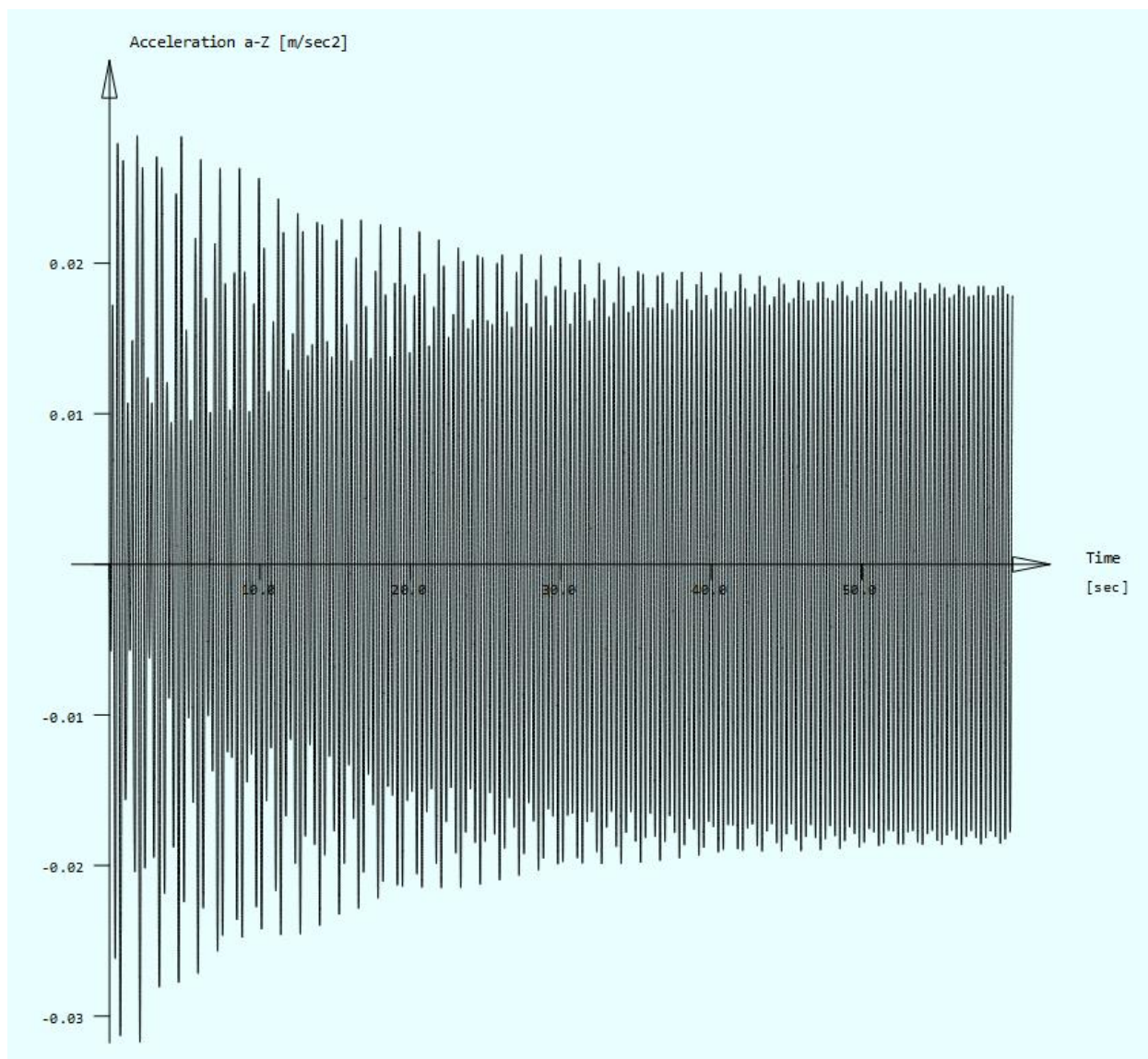
Η ανάλυση πραγματοποιείται για χρονική διάρκεια 60 sec, η οποία είναι αρκετή για την εκδήλωση συντονισμού και για σταθεροποίηση του εύρους της ταλάντωσης. Το χρονικό βήμα της ανάλυσης τίθεται στο 0.001sec. Ο κώδικας που χρησιμοποιήθηκε παρουσιάζεται στο σχήμα 7.4.

```
+PROG SOFILOAD urs:21.1 $ Text Interface for Loads
LC NO 34 FACT 1 TYPE NONE
COPY NO 33 FACT 1
FUNC T 0.323 F 1 T1 0 TMIN 0 TMAX 60
END
+PROG DYNA urs:21.2
HEAD 1 PERSONS/M^2
ECHO OPT FULL
PAGE LINE 99999
CTRL OPT STYP VAL 0
EIGE 20 TYPE REST LC 2001
MODD D 0.004
STEP N 60000 DT 0.001
LC NO 34 FACT 1
HIST TYPE A-z FROM 1063 LCST 34
END
+PROG DYNR urs:21.3
head RESULTS
page lano 1
HIST LCS 34 TYPE A-z NO1 1063
END
```

End of File

Σχήμα 7.4 – Εντολές Text Interface for Loads

Στο σχήμα 7.4 παρουσιάζεται η κατακόρυφη επιτάχυνση του κόμβου (1063) στο μέσον της γέφυρας.



Σχήμα 7.4 – Επιτάχυνση μεσαίου κόμβου καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου

Όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα, η μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση λαμβάνει την τιμή 0.03 m/s^2 , η οποία βρίσκεται στο εύρος 1 – μέγιστης άνεσης και είναι πρακτικά ανεπαίσθητη.

Ως αποτέλεσμα μπορεί με ασφάλεια να ειπωθεί πως η δυναμική συμπεριφορά της υπό εξέταση γέφυρας βρίσκεται εντός των αποδεκτών ορίων βάσει των απαιτήσεων σχεδιασμού της.

8 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Ερμόπουλος Ι., (2008). «Σιδηρές και Σύμμικτες Γέφυρες (2^η έκδοση)», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
5. EN1991-1-1, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις- Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
6. EN1990, Ευρωκώδικας: Βάσεις σχεδιασμού, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιο 2 2002
7. EN1991-1-4, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-4: Γενικές Δράσεις – Δράσεις ανέμου, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2005.
8. EN1991-1-5, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-4: Γενικές Δράσεις – θερμικές δράσεις, CEN, Βρυξέλλες, Νοέμβριος 2003
9. EN1991-2, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 2: φορτία κυκλοφορίας σε γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Σεπτέμβριος 2003
10. EN1993-1-1, Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα:Μέρος 1.5:Μέλη από επίπεδα ελάσματα,CEN, Βρυξέλλες Απρίλης 2004
11. EN1993-2, Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα:Μέρος 2: Χαλύβδινες γέφυρες,CEN, Βρυξέλλες Οκτώβριος 2006
12. EN1998-1, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 1: Γενικοί κανόνες , σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Δεκέμβριος 2004.
13. EN1998-2, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 2: Γέφυρες, CEN, Αύγουστος 2005.